研 究 报 告
Research Report

弱刚接连体结构的分析与设计

ANALYSIS AND DESIGN OF STRUCTURES RIGIDLY CONNECTED WITH WEAK SKY CORRIDOR





2023年10月18日

前言

连体结构的主体结构与连接体的连接方式，一般而言可粗分为刚性连接（简称刚接）、铰接和滑动连接。刚接时，连接体和主体之间传递弯矩、剪力和轴力。铰接时，它们之间传递剪力和轴力，不传递弯矩。二者都需要进行连体分析。滑动连接（含橡胶减震弹簧支座的连接），主体结构承受连接体传来的重力荷载，仅需要进行单塔分析。刚接的连体结构，根据连接体的几何形状、刚度以及主体结构之间的距离等要素，可以细分为强刚性连接（强刚接）或弱刚性连接（弱刚接）。所谓强刚接是指主体结构之间的距离并不很远，连接体的层数较多、进深较宽、长度较短的连体结构。与之相反，弱刚接是指连接体的层数较少、进深较窄、长度较长的连体结构。文献[1]对一个典型的强刚接连体结构进行了一些有益的探讨。其连接楼层的动力特性和地震反应相当于一个整体结构。连接楼层以下部分的主体结构类似于整体结构的两个巨型支柱。连接体楼板的设计与常规楼板并没有实质性的区别。对于弱刚接连体结构，连接体楼板（以下，简称连接板）一般不满足刚性楼板的假定。尽管在地震作用下，其力学性能类似一根水平梁，但二端主体结构的相对运动叠加重力荷载的作用，使连接板处于复杂应力状态。有关弱刚接连体结构的连接板，在地震过程中，其应力分布、开裂、裂缝分布、刚度劣化、与主体结构的连接、协调主体间水平位移等功能的退化方面的学术研究颇少，规范也没有明确的条文。因此，连接板的分析以及对连体结构的性能评估（尤其是扭转性能的评估）成为了设计的重点之一。结构工程师尤其对连接板弹性刚度的有效性感到困惑。为了确保结构的安全性，当前，工程上往往会把连接板、甚至有时把与连接体同层的、与连体相邻的主楼楼板都设计为带水平钢桁架的楼板。在分析模型中，指定所谓的“零刚度”，略去连接板混凝土的全部贡献，造成了技术经济指标过差。而且，还往往把连体结构与分别的单体结构进行分析比较，取最不利进行包络设计，费工费时。

本报告拟对弱刚性接连的连体结构（以下简称弱刚接连体结构或弱连体结构）、连接体以及连接体楼板分析涉及的理论问题展开讨论，并通过一个典型算例来详细说明。主要涉及工程设计中的二个关注点，即对连体结构扭转性能和连接体钢筋混凝土楼板（以下简称连接板）开裂、刚度劣化的评估。

本报告由七个章节组成。第一章介绍适用于弱连体结构扭转性能评估的分块刚性模型。第二章针对连体结构，制订了抗震性能目标表。该表融合了报告编制者一贯的延性抗震设计理念[2]。主要表现在，（1）不控制周边框架水平地震剪力的分担比；（2）按 GB 50011—2010 表 6.3.6 附注 5 的规定，在采用复合箍和增设芯柱的情况下，柱轴压比最大限值取 1.05，柱的体积配箍率按新西兰规范有关公式计算；（3）中震设防时，不验算剪力墙全截面受拉状态下的混凝土拉应力水平；（4）大震设防时，补充了构件非线性变形的定量控制,JGJ 3—2010 表 3.11.2 在此方面的不足，得到了弥补；（5）按损伤理论，对钢筋混凝土连接板进行刚度折减。第三章简述了抗震设计中的能量平衡以及解读了混凝土结构设计规范（GB 50010—2010）附录 C 给出的混凝土本构关系的细观机制。这部分内容可以视作为规范的背景材料。第四章是本报告的重点之一。应用唯像学理论，奠定了连接板按损伤理论使用受损材料有效弹性模量进行全面刚度折减（含截面的轴向刚度、弯曲刚度以及剪切刚度折减）的理论基础，且给出了受损连接板刚度折减系数的推荐值。建议在抗震分析中，连接板刚度折减系数 R 的合理取值范围可取为 $R = 0.35 \sim 0.25$。第五章列出了连体结构的分析与设计的简明流程，以便于结构工程师的理解和应用。第六章讲述了从弱连体结构工程实践抽象得到的算例分析。本章内容丰富。首先，使用 ETABS 对连接体进行重力荷载作用下的使用极限状态分析。详细讨论了连接板的受力特性，验算了连接板的裂缝宽度、分布以及开裂挠度。其次，使用 ABAQUS 进一步对钢筋混凝土连接板，进行在重力荷载作用下的损伤

分析。对混凝土和钢筋，连接板和连接体钢桁架之间内力重分布做了深入地研究，探讨了连接板混凝土按有效弹性模量折减为有效刚度的必要性以及合理性。然后，取刚度折减系数 $R = 0.35$，折减连接板刚度，对算例进行三水准地震反应分析。根据分析结果，给出了分块刚性模型的扭转位移比和强制性刚性楼板的位移比的比较，连接板二端水平位移及其位移差的小震、中震、大震时程曲线。讨论了反应谱分析 CQC 振型组合和小震时程分析对连接板配筋的影响。而且，还分别取刚度折减系数 $R = 1$、$R = 0.35$、$R = 0$，讨论了混凝土贡献的大小对连接板应力以及对连接钢桁架应力比的影响，且指出了粗糙的“零刚度板”设计手法的不合理性。本章还评估了连接板及其主体结构的抗震性能水准。第七章给出了本报告的结论和展望。其中的重点有:（1）分块刚性是连体结构扭转比分析的合理分析模型;（2）连接板的严重损伤，导致板的混凝土与钢筋之间，连接板与连接钢桁架之间的内力重分布。对于抗震设计，使用有效刚度反映连接板的损伤效应，既必要、又合理，既安全、又方便施工、又节约投资;（3）根据本报告给出的启示，本报告的编制者展望有必要对中国抗震规范对钢筋混凝土结构使用构件弹性刚度进行结构分析的理论框架的妥当性展开深入地讨论。

本报告由扶长生执笔。李楚舒参与了报告技术路线的讨论，提出的建设性学术意见增加了本报告的深度和广度。除了连接板在重力荷载作用下的损伤分析以外，李立承担了全部的结构分析以及校核工作。周立浪一起参与了讨论、部分的分析、校核以及承担了第 6.6.2 小节和 6.6.3 小节有关主体结构性能设计的分析工作。

此外，本报告第 6.3.2 节有关重力荷载作用下钢筋混凝土连接板损伤分析的内容，由同济大学任晓非教授的研究团队完成。本报告的编制者在此表示感谢。

目录

1 弱刚接连体结构的分析模型

不失问题的一般性，本报告拟对弱刚性接连的双塔连体结构及其连接体分析涉及的理论问题展开讨论，并通过一个典型算例进行详细说明。主要涉及工程设计中的二个关注点，即对连体结构扭转性能的评估和对混凝土连接体钢筋混凝土楼板开裂、刚度劣化的评估。并根据本报告编制者的有限经验，按损伤力学基本理论，参考了国外规范的成熟经验，推荐了连接板的刚度折减系数。

规范默认平面发生刚性转动，使用斜对侧角部节点的位移差（或层间位移差）来计算位移比。对于规则楼板，平面内的变形几乎可以略去，刚性隔板和弹性楼板之间位移比的分析误差，在可以接受的范围之内。强制性刚性隔板的模型能满足设计要求。但弱连体结构连接板的几何尺寸及力学性能并不符合刚性楼板的假定（有关其变形特征和力学性能，详见本报告的后述讨论），结构平面斜对侧角部之间的水平位移差有平面刚性转动和连接板的变形二部分组成（主体结构的楼板符合刚性楼板假定，其变形可以略去）。目前大部分商用程序，无论全刚性楼板或全弹性楼板模型都对一个楼层仅提供一个刚心和一个质心。因此，程序分析得到的位移比是失真的，并不反映弱刚接连体结构真实的扭转性能。当前工程设计中，往往采取先假定全刚性隔板，求出位移比、判断其扭转性能，然后使用全弹性楼板模型进行分析，以符合弱刚接连体结构的实际受力情况，求出结构其它控制性参数和确定配筋的设计方法。其实，根据弱连接板的力学特性，弱连体结构的连体层不可能发生纯刚性的平面转动，这样得到的位移比并没有什么参考价值。也就是说，当前的这种设计方法仅仅是为了机械地满足规范的某有关条文，存在逻辑上的混乱和错误。

ETABS 使用分层刚心概念，即按层确定各层的刚心。结构第 i 层的刚心，定义为在刚性楼板假定下当结构仅在第 i 层受到水平力作用，仅第 i 层不发生转动、只发生平动而允许其它楼层发生转动及平动的力的作用点。称为楼层刚心。在此基础上，程序建立分块刚性隔板模型，提供了按分块刚性楼板的分析功能[3]。更清楚地说，分块刚性隔板模型把一个楼层平面模拟为用弹性板连接的二块或若干块刚性隔板。每一块刚性隔板有各自的刚度中心和质量中心。在连接板的协调下，刚性隔板分别绕各自的刚心转动。ETABS 能分别提供每一块刚性隔板绕自身刚心旋转的位移比。分块刚性模型还可以反映连接刚性隔板间的薄弱连接板二端的位移差以及对楼板平面内应力的放大效应。

本报告认为，对于弱连体结构，楼板的分块刚性隔板模型是一个合理的分析模型。它不仅能减少计算工作量，还能真实地反映了弱连体结构和连接板的受力情况以及弱连体结构的扭转性能。

2 连体结构的抗震性能目标

从能力设计的角度，连接体以及它与主体结构结合部的性能等级应高于主体的结构构件，才能确保连体结构正常的整体工作。也就是说，在地震作用下，主体结构的构件应该首先屈服。薄弱连接板应在满足使用极限状态要求和小震不坏的前提下，进行配筋设计，并通过大震非线性分析来验证、复核、评估其性能目标。参考 JGJ 3—2010，本报告制订连体结构的目标性能，列于表 2.1。本性能目标表体现了本报告编制者多年抗震理论研究和工程实践经验的积累，并结合了美国和新西兰等设计规范中的有关条文，供设计人员参考。

表 2.1 可接受准则及目标性能表

<table>
<tr><td colspan="3">地震水准</td><td>多遇地震</td><td>设防烈度地震</td><td>罕遇地震</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td>第 1 水准</td><td>第 3 水准</td><td>第 4 水准</td></tr>
<tr><td colspan="3">结构整体性能目标</td><td>完好、无损坏</td><td>轻度损坏</td><td>中度损坏</td></tr>
<tr><td colspan="3">结构层间位移角</td><td>1/500</td><td>1/200</td><td>1/100</td></tr>
<tr><td rowspan="4">构件性能目标</td><td colspan="2">框架梁及连梁</td><td rowspan="4">完好、无损坏（OP）。小震弹性分析，地震作用、荷载组合、地震内力调整系数等符合 GB 50011—2010 有关规定</td><td>弯曲：轻度损坏（IO），允许部分中度损坏（LS）
剪切：弹性</td><td>弯曲：中度损坏（LS），允许部分比较严重损坏（CP）
剪切：不屈服，满足截面限制条件</td></tr>
<tr><td colspan="2">竖向构件</td><td>弯曲：无损坏（OP），允许部分轻度损坏（IO）
剪切：弹性</td><td>弯曲：轻度损坏（IO），允许部分中度损坏（LS）
剪切：不屈服，满足截面限制条件</td></tr>
<tr><td rowspan="2">连接体</td><td>钢构件</td><td>弯曲：无损坏（OP）
剪切：弹性</td><td>弯曲：轻度损坏（IO）
剪切：不屈服</td></tr>
<tr><td>钢筋混凝土连接楼板</td><td></td><td>楼板钢筋不屈服
剪切：不屈服，满足截面限制条件</td></tr>
</table>

说明：

1 本性能目标表按三水准（小震、中震、大震）控制结构性能。其性能水准分别按 1、3、4 执行。其中，小震性能水准为 1，弹性层间位移角限值取 1/500，不控制周边框架水平地震剪力的分担比[2]。中震性能水准为 3，弹塑性层间位移角限值取 1/200。大震性能水准为 4，弹塑性层间位移角限值取 1/100。

2 小震的构件性能目标完好、无损坏。其中，柱轴压比最大限值取 1.05，墙轴压比最大限值取 0.5，柱的体积配箍率按新西兰规范有关公式计算[2,4]。

3 中震、大震的构件性能区分延性（弯曲）性能和强度（剪切）性能。其中，延性性能，以塑性铰区转动作为判别性能的参数。对应性能水准 IO、LS、CP 的最大塑性转动，可按 ASCE 41-13 推荐的可接受准则取值[5]。连廊钢构件性能水准，按 ASCE 41-13 第 9.4~9.10 节推荐的可接受准则取值。强度性能，以强度作为判别性能的参数。剪切弹性性能水准和剪切不屈服、满足截面控制条件性能水准分别按 JGJ 3—2010 有关公式的执行[6]。

4 本表不验算中震设防水准的剪力墙全截面受拉状态下的混凝土拉应力水平[2]。

5 本表列出的构件性能目标，未区分底部加强部位和非底部加强部位。允许竖向构件的底部以及指定的楼层（如侧向刚度突变楼层）出现弯曲塑性铰，实现整体侧移变形机构，控制性能目标。然而，按能力设计思想，除指定区域以外，不允许其他区域出现塑性铰。

6 本表弥补了 JGJ 3—2010 对构件非线性变形缺乏定量控制的欠缺。

7 本表增加了连接体的性能目标。

8 在使用极限状态下，连接板应满足重力荷载作用下的强度、挠度、裂缝等规范要求。在地震作用下，连接板应考虑刚度折减。本报告推荐刚度折减系数取 $R = 0.35 \sim 0.25$，详见第 4.2 节。

3 能量平衡和混凝土非线性本构

单自由度系统地震反应的通用表达式为 Duhamel 积分，

$$u(t)=-\frac{1}{\omega_{\mathrm{d}}}\int_0^t \ddot{u}_{\mathrm{g}}(\tau)e^{-\xi\omega_{\mathrm{n}}(t-\tau)}\sin\omega_{\mathrm{d}}(t-\tau)d\tau \tag{3.1}$$

令地面运动的惯性力 $-m\ddot{u}_{\mathrm{g}}(t)=f(t)$，并把有阻尼单自由度系统脉冲响应函数写为通用表达式 $h(t-\tau)$，式（3.1）可以写为卷积形式，

$$u(t)=\int_0^t f(\tau)h(t-\tau)d\tau = f(t)*h(t) \tag{3.2}$$

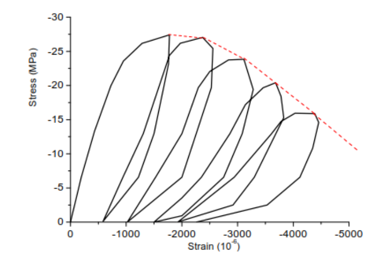
按卷积的定义，式(3.2)的物理意义是，当系统遭遇地震冲击发生振动的过程可以理解为反映系统动力特性的脉冲响应函数作为一个时间窗口扫描地震波的过程，也就是地震波扫描结构动力特性的过程。在扫描的过程中，地震波的能量不断地输入结构，引起结构振动。式（3.2）的物理解释为，地震波通过土与结构基础的接触界面，不断地向结构输入能量，物理学上称为外界或环境通过界面向系统输入能量[1]。

从热力学第一定律的能量守恒和第二定律的不可逆过程的角度，在波形的有效持续时间段内，结构的动能和内能不断增大，以耗散输入的能量，保持瞬间平衡。在此过程中，从细观上，材料的熵值逐渐增大；在宏观上，材料的力学性质，如强度、刚度、耗能能力等逐渐劣化。当结构的动能和内能基本上不再继续增大，与地震波输入的能量处于一个相对平衡的高位平台状态意味着能量处于平衡状态，结构将全部耗散地震波的输入能量。若结构具有足够的强度、延性及耗能能力，其性能水准符合目标性能表的要求，就意味着该结构能抵御预期地震作用的冲击，满足抗震设计的要求。

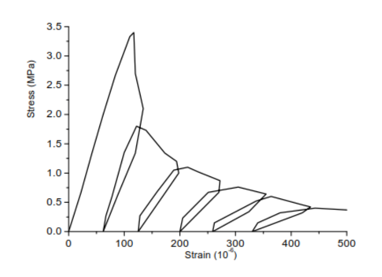
对于钢筋混凝土结构，上述这些能量的耗散反映在材料本构关系中的强度、刚度、耗能能力劣化等宏观现象将显得尤为特出。混凝土是由水泥、粗骨料、细骨料以及各种添加剂组成的多相复合材料。在硬化过程中，混凝土内部就具有了随机分布的为微孔洞、微裂缝等初始缺陷或初始损伤。在承受地震作用时，损伤演化使得微孔洞、微裂缝互相贯通发展成细观裂缝。这些细观上的损伤演化导致了其应力-应变曲线表现出非线性行为。

混凝土结构设计规范（GB 50010—2010）附录 C 给出的混凝土单轴受压应力-应变曲线充分反映了多相材料细观初始损伤的演化对宏观特性的影响[7]。进一步，在反复荷载下，材料熵值的增加导致了混凝土应力-应变曲线发生非线性软化以及滞回曲线面积不断缩小，卸载刚度不断退化，耗能能力不断劣化。

规范给出的单轴受拉应力-应变曲线表明，当 $\sigma_{\mathrm{t}}\le f_{\mathrm{tk}}$，应力应变几乎呈线性关系。$\sigma_{\mathrm{t}}> f_{\mathrm{tk}}$，应力应变曲线迅速衰减，且趋向于零。这就是说，混凝土受弯构件的受拉侧边缘纤维或单轴受拉构件发生脆性破坏，几乎不耗能。图 3.1 给出混凝土试件在重复荷载下的试验曲线的示意。



(a) 单轴重复受压



(b) 单轴重复受拉

图 3.1 重复荷载作用下混凝土的应力-应变试验曲线的示意

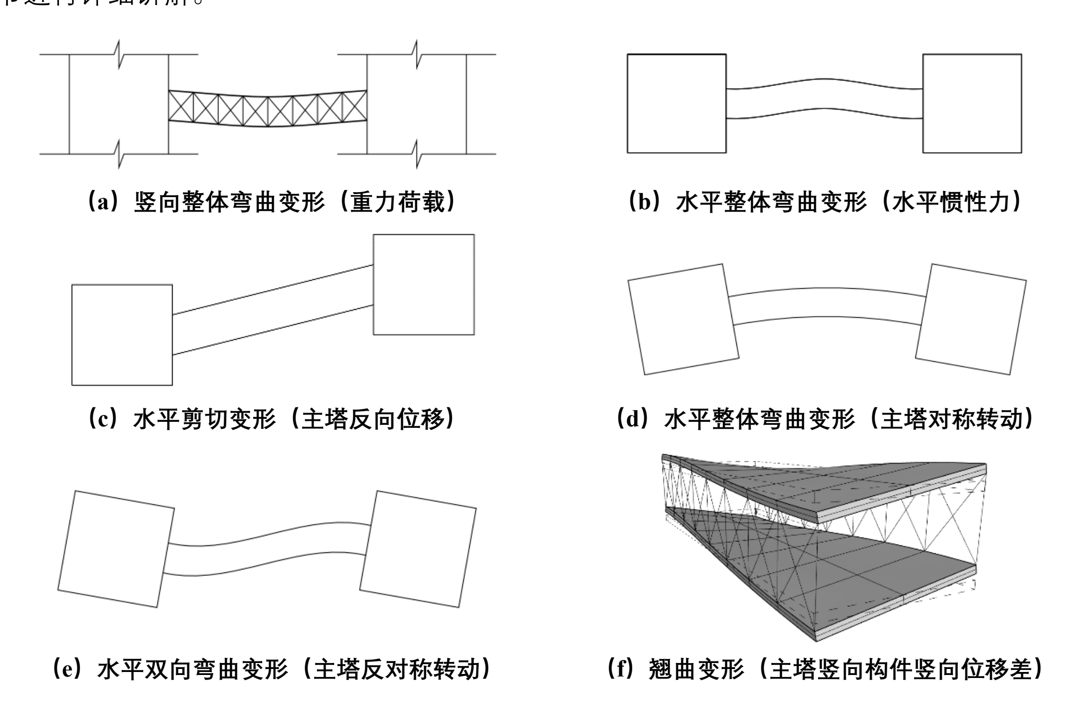
4 连接板的变形以及有效刚度

4.1 变形特征

在重力荷载作用下，弱连体结构连接板主要发生二侧主体结构竖向变形以及连接体钢桁架竖向挠度引起的纵向整体弯曲变形。同时伴随横向钢梁附近楼板产生平面外局部波浪式弯曲变形。图 4.1.1（a）给出了连接板（平面外）竖向整体弯曲示意图。沿纵向的整体弯曲相当于连接板为二端悬挂在主体结构上一块带肋（横向钢梁）的板，板的中曲面可能也会产生较大的平面内拉应力、引起开裂，严重影响连接板的刚度。进一步，由于桁架上下弦杆具有不同的受力特征，上下层连接板的应力分布也将会有较大的不同。这些现象应引起结构工程师的足够重视。详见算例分析。

在地震作用下，连接板不仅会发生自身质量产生的惯性力作用下的变形，还会发生主体结构相对位移（相当于支座的相对位移）引起的变形，使连接板处于复杂应力状态。若采用壳单元模拟连接板，其上、中、下曲面都有可能承受较大的平面内应力。

按变形特征，地震作用下连接板的主要变形大致可分解为，（1）自身惯性力导致的平面内水平弯曲变形，（2）连接板二端主体结构沿横向水平位移差导致的平面内剪切变形，（3）主体结构对称转动导致的平面内弯曲变形，（4）主体结构反对称转动导致的平面内双向弯曲变形，（5）二端主体结构构件竖向位移差导致的平面外翘曲变形。图 4.1.1（b）~图 4.11（f）依次给出变形的示意图。需要特别说明的是，连接板最不利变形和内力是在地震波有效持续时间段内，主体结构不同自振周期引起的水平位移、对称及反对称转动的相位差，自身惯性力作用的水平整体弯曲叠加重力荷载作用的竖向整体弯曲等的组合。反应谱不具备相位，连接板的变形以及内力应从时程分析法中提取得到。有关这一点，将在第 6.5 节进行详细讲解。



（a）竖向整体弯曲变形（重力荷载）　**（b）水平整体弯曲变形（水平惯性力）**

（c）水平剪切变形（主塔反向位移）　**（d）水平整体弯曲变形（主塔对称转动）**

（e）水平双向弯曲变形（主塔反对称转动）　**（f）翘曲变形（主塔竖向构件竖向位移差）**

图 4.1.1 连接板变形分解示意图

4.2 刚度折减

混凝土具有不对称的力学特性，其抗拉强度标准值约为抗压强度标准值的 1/10 左右，$f_{\mathrm{tk}} \approx 0.1 f_{\mathrm{ck}}$。使用极限状态下，重力荷载将导致受弯构件的受拉侧外缘纤维开裂、产生竖

向裂缝。因此，在地震作用下，梁与板带裂缝工作是必然的。进一步，按上述连接板的变形特征，在重力荷载工况下，连接板中曲面的应力水平将有可能接近或超过混凝土抗拉应力标准值 f_{tk}，产生裂缝。在地震作用下，连接板的开裂程度将明显严重。另外一个方面，GB 50010—2010 采用对棱柱体标准试件施加压力。加载至 $0.5f_{\mathrm{ck}}$，反复 5~10 次，把应力-应变曲线割线的斜率定义为混凝土弹性模量，用于弹性分析[7]。当混凝土的压应力大于 $0.5f_{\mathrm{ck}}$，其应力-应变曲线开始表现出非线性行为。当压应力大于 $0.7f_{\mathrm{ck}}$，将明显呈现非线性特征。因此，综合考虑到损伤演化、混凝土应力应变曲线的非线性行为，受拉区带裂缝工作以及中曲面有可能发生较大的平面内拉应力等各个方面的因素，抗震分析中，对连接板采用全截面和弹性模量的乘积来计算刚度是偏不安全的。

损伤力学使用损伤变量 d 评估材料的损伤程度，结合热力学第一定律和第二定律，对材料本构关系建立了一个更加完备的理论体系[8]。然而，混凝土具有不对称的力学性能。开裂后，混凝土从各向同性体逐步演变为各向异性体或局部各向异性体。尽管仍可以认为 d^{+} 和 d^{-} 与混凝土弹性模量 E 之间依然存在呈反比例的定性关系，但要从细观上直接建立它们之间的定量关系并不是一件容易的事情。对于高围压的约束混凝土，有关混凝土损伤变量的适用性也尚未完全明确。因此，在确定性损伤力学的构架下，从细观上直接建立损伤与非线性变形之间的定量关系，确定损伤势的解析表达式等，尚需要在大量试验数据的基础上，从理论上、试验方法上，在实践中，展开更进一步深入研究。

本报告采用逆向思维，把宏观的截面弹性刚度折减为有效刚度，以体现材料的细观损伤效应。更确切地说，半经验地估计一个合理的刚度折减系数，把连接板的弹性刚度折减成为有效刚度，以综合反映材料的受压损伤、受拉损伤、徐变以及开裂截面的有效高度减小等效应，以实现连接板与钢桁架之间的内力重分布。这样既避免了理论上的不完备性，又避免了繁琐的计算。

其实，工程实践中，使用唯像学理论，通过对试验数据的提炼、统计得到的宏观现象来建立一个半经验公式来定量反映混凝土的细观损伤效应，是混凝土结构理论中的一种惯用方法。具体表现在（1）通过宏观的、统计意义上的应力-应变曲线建立非线性应变与材料损伤变量之间的定量关系，输入损伤模型对材料进行分析。（2）在重力荷载作用下，考虑开裂构件裂缝间受拉混凝土的贡献，使用刚度插入系数建立宏观的裂缝分布、宽度以及构件平均刚度的半经验公式来反映混凝土的损伤以及截面开裂引起的构件刚度劣化效应。（3）抗震分析中，直接使用经验的刚度折减系数，把构件的弹性刚度折减为有效刚度来反映混凝土的损伤效应，并且实现结构内力重分布等三个方面。简要说明如下。

4.2.1 损伤效应的宏观定义

中国规范 GB 500010—2010 附录 C 按试验数据的统计曲线，给出了适用于非线性分析的混凝土应力-应变关系。按唯象学理论，应力-应变曲线宏观上反映了混凝土的内部损伤机制。为简明起见，以混凝土单轴受压应力-应变曲线为例，简述如下。

GB 50010—2010 附录 C 给出了应力-应变曲线的拟合公式为

$$\sigma=(1-d_{\mathrm{c}})E_0\varepsilon=\bar{E}\varepsilon,\qquad \bar{E}=(1-d_{\mathrm{c}})E_0 \tag{4.2.1}$$

$$d_{\mathrm{c}}=1-\frac{\rho_{\mathrm{c}}n}{n-1+x^{n}}\quad x\le 1,\qquad d_{\mathrm{c}}=1-\frac{\rho_{\mathrm{c}}}{\alpha_{\mathrm{c}}(x-1)^{2}+x}\quad x>1 \tag{4.2.2}$$

$$\rho_{\mathrm{c}}=\frac{f_{\mathrm{c,r}}}{E_{\mathrm{c}}\varepsilon_{\mathrm{c,r}}},\qquad n=\frac{E_{\mathrm{c}}\varepsilon_{\mathrm{c,r}}}{E_{\mathrm{c}}\varepsilon_{\mathrm{c,r}}-f_{\mathrm{c,r}}},\qquad x=\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\mathrm{c,r}}} \tag{4.2.3}$$

式中，$E_0, \bar{E}$ 分别混凝土初始弹性模量和受损混凝土的有效弹性模量。其它参数及符号的意义与规范公式相同。d_{c} 为规范定义的受压损伤演化参数。

按损伤力学基本原理，材料的损伤将引起弹性模量的劣化。受损材料弹性模量是损伤变量的函数，即 $\bar{E} = E_0(d)$。基于规范的式（4.2.1）~（4.2.3），在数学上引入作为了中间变量的损伤演化参数 d_{c}，其力学意义是各向同性材料和有效空间理论，在应变等效的假定下，损伤力学定义的混凝土受压损伤变量 d^{-}。即，

$$d_{\mathrm{c}} = d^{-} = 1-(\sigma/\bar{\sigma}) \tag{4.2.4}$$

式中，σ 为 Cauchy 应力，$\bar{\sigma}$ 为有效应力。在以下的讨论中，本报告将不再区分损伤演化参数与损伤变量之间的区别。GB 50010—2010 使用宏观的、按试验统计数据得到的应力-应变曲线建立了非线性变形、弹性模量、损伤变量之间的关系，提供了损伤模型格式的本构关系。关于这一点的详细讨论，可以参阅本报告编制者另外一篇研究报告“混凝土本构关系的机理及其在结构分析中的应用”，参考文献[9]。

4.2.2 构件刚度折减的半经验公式

有关这方面的学术研究颇多。其中，Ghall A 等根据大量试验结果的统计数据以及粘结滑移理论，以混凝土保护层厚度 c_{c}，受拉钢筋直径 d_{b}，配筋率 ρ_{r} 以及裂缝平均间距 s_{rm} 组成骨架参数，建立了在重力荷载作用下，计算受弯构件裂缝分布间距和最大裂缝宽度 $w_{\max}$ 半经验公式的基本格式框架[10]

$$w_{\max} = \lambda_3 w_{\mathrm{m}} = \lambda_3 \zeta \varepsilon_{\mathrm{s2}} s_{\mathrm{rm}} = \lambda_3 \zeta \varepsilon_{\mathrm{s2}} \left(\lambda_1 c_{\mathrm{c}} + \lambda_2 \cdot d_{\mathrm{b}} / \rho_{\mathrm{r}} \right) \tag{4.2.5}$$

式中，$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ 分别为反映保护层影响，粘结力特性以及平均裂缝宽度与最大裂缝宽度之间关系的经验系数。w_{m} 为平均裂缝宽度，等式右侧括号中的表达式为裂缝的平均间距 s_{rm}。$\varepsilon_{\mathrm{s2}}$ 为裂缝处钢筋的拉应变，乘以插入系数的 $\zeta\varepsilon_{\mathrm{s2}}$ 表示平均应变与裂缝间受拉混凝土应变之差。插入系数 ζ 为

$$\zeta = 1-\left(\sigma_{\mathrm{sr}}/\sigma_{\mathrm{s2}}\right)^2 = 1-\left(M_{\mathrm{cr}}/M\right)^2 \tag{4.2.6}$$

式中，$\sigma_{\mathrm{sr}}, \sigma_{\mathrm{s2}}$ 分别为开裂瞬间的钢筋应力和开裂截面的钢筋应力，可适用于双向板的裂缝宽度验算。M_{cr}, M 分别为开裂弯矩和外部作用弯矩，仅适用于单向板或梁的裂缝宽度验算。开裂弯矩 M_{cr} 的表达式为

$$M_{\mathrm{cr}} = f_{\mathrm{ct}} \cdot y_{\mathrm{bot}} / I_1 \tag{4.2.7}$$

式中，f_{ct} 为混凝土开裂强度，I_1 为非开裂截面全截面惯性矩，y_{bot} 为混凝土受拉区最外缘纤维至中和轴的距离。若上部纤维受拉，使用 y_{top} 替代 y_{bot}。

Ghall A 等进一步给出了计算开裂构件平均曲率 ψ_{m} 半经验公式的格式框架，

$$\psi_{\mathrm{m}} = (1-\zeta)\psi_1 + \zeta\psi_2 \tag{4.2.8}$$

式中，ψ_1, ψ_2 为第 1 状态（非开裂截面）和第 2 状态（开裂截面）的曲率。

上述半经验公式（4.2.5）~式（4.2.8）是混凝土力学性能研究中应用唯像学理论，用宏观现象反映细观效应的典型例子。以下，简明介绍各国规范的有关条文。

1) 中国规范

在重力荷载作用下，GB 500010—2010 第 7.1.2 条给出按荷载标准值或准永久组合值并考虑长期作用影响单轴构件的最大裂缝宽度 $w_{\max}$ 计算公式如下:

$$w_{\max}=\alpha_{cr}\psi\frac{\sigma_s}{E_s}\left(1.9c_s+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \tag{4.2.9}$$

式中符号与规范公式(7.1.2)相同[7]。α_{cr} 为构件受力特性系数，考虑了短期裂缝的不均匀性、长期荷载效应、裂缝间混凝土的硬化效应、受力特征等。对于受弯构件，取 $\alpha_{cr}=1.9$ 。σ_s 为开裂截面的钢筋应力，σ_s/E_s 为开裂截面（第 2 状态）的钢筋应变 ε_{s2} 。ψ 为裂缝间纵向受拉钢筋应变的不均匀系数**，**相当于非开裂截面和开裂截面的插入系数 ζ 。规范取

$$\psi=1.1(1-M_{cr}/M_k) \tag{4.2.10}$$

除了幂指数以外，与式(4.2.6)的格式相同。M_{cr},M_k 分别为开裂弯矩和外部作用弯矩。式（4.2.9）等号右侧的括号项为平均裂缝间距 l_{cr}，等同于 s_{rm} 。若取 $\lambda_1=1.9$ 和 $\lambda_2=0.08$，$\lambda_3=\alpha_{cr}=1.9$，式（4.2.9）与式（4.2.5）的骨架参数相同，格式相同。

2) 欧洲规范

在重力荷载作用下，欧洲规范 EC 2:2004 完全接纳了式（4.2.5）和式（4.2.8）的格式，提供了求取裂缝的分布间距，最大裂缝宽度以及开裂受弯构件的平均曲率，平均弯曲刚度和挠度的半经验公式[11]。第 7.3.4 条规定最大裂缝宽度 w_k（相当于 $w_{\max}$）为最大裂缝间距 $s_{r,\max}$ 与钢筋平均应变与混凝土平均应变差 $(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ 的乘积，即

$$w_k=(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})s_{r,\max}=\zeta\varepsilon_2\left(k_3c+k_1k_2k_4\,\phi/\rho_{eff}\right) \tag{4.2.11}$$

式中， 插入系数

$$\zeta=(1-k_t\cdot\sigma_{sr}/\sigma_{s2})\geq 0.6 \tag{4.2.12}$$

式中，$\zeta\varepsilon_2=(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ [12]。k_t 为荷载周期系数；长期荷载：取 $k_t=0.4$，短期荷载：取 $k_t=0.6$ 。式（4.2.14）等式右侧括号中的表达式为裂缝的最大间距 $s_{r,\max}$，适用于钢筋间距不大于 $5(c+\phi/2)$ 。其中，c 为混凝土保护层厚度，ϕ 为钢筋直径；k_1 为粘结力特性系数，变形钢筋：取 $k_1=0.8$，光圆钢筋：取 $k_1=1.6$；k_2 为受力特性系数，受弯构件：取 $k_2=0.5$，受拉构件：取 $k_2=1.0$ 。k_3 为保护层系数，取 $k_3=3.4$；k_4 为经验系数，取 $k_4=0.425$ 。EC 2:2004 取 $s_{r,\max}=1.7s_{rm}$ 。对于受弯构件、变形钢筋，若取 $\lambda_1=2$，$\lambda_2=0.1$，$\lambda_3=1.7$，式（4.2.11）与式（4.2.5）的骨架参数相同，格式相同。

EC 2:2004 第 7.4.3 条列出了受弯构件考虑开裂影响的变形参数 α 的通用公式，

$$\alpha=\zeta\alpha_{II}+(1-\zeta)\alpha_I \tag{4.2.13}$$

式中，α 为变形参数，可以为曲率、转角、应变；下标 I 和 II 分别表示第 1 状态（非开裂截面）和第 2 状态（开裂截面）。ζ 为考虑裂缝间受拉混凝土硬化效应后的插入系数，

$$\zeta=1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_{s2})^2=1-\beta_1\beta_2(M_{cr}/M)^2 \tag{4.2.14}$$

式中，变形钢筋取 $\beta_1=1$，光圆钢筋取 $\beta_1=0.5$；短期荷载取 $\beta_2=1$，长期荷载或重复荷载取 $\beta_2=0.5$ 。σ_{sr},σ_{s2} 分别为钢筋的开裂应力和第 2 状态的应力，M_{cr},M 分别为开裂弯矩和外部作用弯矩。EC 2:2004 规定，在完成曲率分布后，严格的挠度计算应沿杆长进行积分运算。但一般来说，在使用极限状态的设计中，允许使用式（4.2.13）和式（4.2.14）来计

算带裂缝构件的近似计算挠度。EC 2:2004 的相关条文既适用于梁，也适用于双向板。而且，还能考虑混凝土的徐变效应，并适用于有限元分析[2]。

3) 美国规范和新西兰规范

在重力荷载作用下，美国规范 ACI-318-08 根据 Branson D E 的研究成果，对开裂构件的截面惯性矩进行插入计算[13,14]。ACI-318 第 9.5.2.3 节给出了考虑开裂影响的梁截面有效惯性矩I_e的插入计算公式如下：

$$I_e=\left(M_{cr}/M_a\right)^3 I_{ut}+\left(1-\left(M_{cr}/M_a\right)^3\right)I_{cr}=\zeta I_{cr}+(1-\zeta)I_{ut} \qquad (4.2.15)$$

式中，插入系数$\zeta=1-(M_{cr}/M_a)^3$，除幂次方以外，格式与（4.2.6）相同。I_{ut}, I_{cr}分别为非开裂换算截面的惯性矩和开裂换算截面的惯性矩，M_a为最大弯矩，M_{cr}为开裂弯矩，且

$$M_{cr}=f_r I_{ut}/y_t \qquad f_r=7.5\sqrt{f_c'} \qquad (4.2.16)$$

式中，y_t为截面中和轴至受拉表面的距离，f_r为混凝土开裂模量。在式（4.2.15）和式（4.2.16）中，ACI 318-08 允许使用截面惯性矩I_g替代I_{ut}，以简化计算。

在重力荷载作用下，新西兰规范混凝土规范 NZS 3101:2006 第 6.8.3 条使用与 ACI 318 相同的公式，对开裂构件的截面惯性矩进行插入计算[15]。

4.2.3 直接刚度折减

在地震作用下设计中，考虑到反应谱曲线在速度和位移控制段呈下降趋势的形状特征，构件之间的内力重分布，构件中混凝土与钢筋之间的内力重分布以及能力设计的需求，世界大部分国家的抗震规范使用刚度折减系数R直接把材料的弹性刚度折减为有效刚度，以反映钢筋混凝土结构及构件地震反应中的损伤效应。例如，欧洲规范 EC 8:2004 第 4.3.1 条第 7 款推荐混凝土构件的弯曲和剪切刚度折减系数取值，$R=0.5$。美国规范 ACI 318 推荐梁的弯曲刚度折减系数取值，$R=0.35$；平板，$R=0.25$；柱，$R=0.7$；剪力墙，$R=0.7$（不开裂）或$R=0.35$（开裂）。

新西兰规范 NZS 1170.5: 2004 和美国 PEER/TBI 导则推荐了更详细的刚度折减系数的取值，分别见表 4.2.1 和表 4.2.2 所示[4,16]。表中，SLS 和 SLE 表示使用极限状态地震，相当于中国的小震。ULS 表示强度极限状态地震，按选取的地震水准，相当于中国的中震或大震。MCE_R 表示最大考虑地震，相当于中国的大震。

表 4.2.1 梁截面有效弯曲刚度推荐值（NZS 1170.5:2004）

截面形状	ULS		SLS		
	纵向钢筋等级 $f_y=300\text{MPa}$	纵向钢筋等级 $f_y=500\text{MPa}$	名义延性结构 $\mu_\Delta=1.25$	中等延性结构 $\mu_\Delta=3$	完全延性结构 $\mu_\Delta=6$
矩形截面	$0.4E_cI_g$	$0.32E_cI_g$	E_cI_g	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cI_g$
T 或 L 形截面	$0.35E_cI_g$	$0.27E_cI_g$	E_cI_g	$0.6E_cI_g$	$0.35E_cI_g$

注：表中 E_c 统一采用强度为 40Mpa 混凝土的弹性模量，与实际使用混凝土强度等级无关。

表 4.2.2 梁截面有效刚度推荐值（PEER/TBI）

SLE			MCE_R		
轴向	弯曲	剪切	轴向	弯曲	剪切
$1.0EA_g$	$0.5EI_g$	$0.4EA_g$	$1.0EA_g$	$0.3EI_g$	$0.4EA_g$

4.2.4 连接板的刚度折减系数

如上所述，世界大部分国家的抗震设计规范都使用刚度折减系数把混凝土构件的弹性弯曲刚度折减为有效弯曲刚度，以估计结构在地震作用下的混凝土应力-应变关系的非线性行为、徐变以及截面开裂等对构件刚度的影响。抗震设计中，规范推荐折减截面弯曲刚度的主要逻辑及关注的重点是延性构件的塑性转动能力，且通过对不同类型的构件采用不同的刚度折减系数来达到内力重分布，使等效弹性的分析结果能比较接近于结构的非线性性能，实现强柱弱梁的抗震设计原理，贯彻能力设计的思想。

根据损伤力学基本原理，GB 50010—2010 附录 C 给出了应力-应变关系，受损混凝土的有效弹性模量为 $\bar{E}=(1-d_{\mathrm{c}})E_0$（受压）或 $\bar{E}=(1-d_{\mathrm{t}})E_0$（受拉）。按此定义，本报告引进截面刚度折减系数 R 对连接板截面的弯曲、剪切和轴向刚度进行统一折减。即，有效弯曲刚度 $\bar{K}_{\mathrm{f}}=RK_{\mathrm{f}}$、有效剪切刚度 $\bar{K}_{\mathrm{s}}=RK_{\mathrm{s}}$、有效轴向刚度 $\bar{K}_{\mathrm{a}}=RK_{\mathrm{a}}$，以反映连接板受损后的力学行为，并实现在地震作用下连接板的混凝土与钢筋，连接板与钢桁架之间的内力重分布。

对截面剪切刚度的折减，与 Powell G 的学术观点一致。Powell 指出，钢筋混凝土构件的剪切能力不完全取决于混凝土的材料性能。它是骨料咬合力、纵向钢筋的暗销力、受压区混凝土的剪切传递、受拉区裂缝间混凝土块的作用和拱作用等等的综合作用。在裂缝开展后，剪切引起的压力由混凝土斜压杆承担，拉力将由钢筋（或箍筋）承担[17]。还有，地震作用将增大构件的损伤程度，增多裂缝、增大裂缝宽度。按损伤理论的有效应力空间理论，对截面的轴向刚度进行折减的必然性是显而易见的。

综上分析，在抗震分析实用方法中，把连接板的弹性刚度折减为有效刚度必要且合理。但折减系数 R 的具体取值是经验的、商榷的。当使用壳单元模拟连接板时，按报告编制者的有限经验，根据混凝土损伤力学原理以及连接板的变形特征，并参考国外规范的有关条文，本研究报告推荐连接板的刚度折减系数 R 取值如下：（1）重力荷载作用（使用极限状态）：刚度可不予折减，取 $R=1$。连接板的有效刚度等于弹性刚度。即，$\bar{K}_{\mathrm{f}}=K_{\mathrm{f}}=E_0I_{\mathrm{g}}$、$\bar{K}_{\mathrm{s}}=K_{\mathrm{s}}=G_0A$ 以及 $\bar{K}_{\mathrm{a}}=K_{\mathrm{a}}=E_0A$。使用 EC 2-2004 的半经验公式估计构件的裂缝分布间距、宽度以及开裂构件的平均弯曲刚度来计算挠度。（2）地震作用（强度及延性极限状态）：小震（反应谱或弹性时程）分析时，刚度折减系数取 $R=0.35\sim0.25$。即，连接板的弯曲有效刚度 $\bar{K}_{\mathrm{f}}=(0.35\sim0.25)E_0I_{\mathrm{g}}$、剪切有效刚度 $\bar{K}_{\mathrm{s}}=(0.35\sim0.25)G_0A$ 以及拉压有效刚度 $\bar{K}_{\mathrm{a}}=(0.35\sim0.25)E_0A$。中震、大震非线性分析时，尽管混凝土的非线性力学性能已经在分析中得到了反映，但是，中、大震将会使连接板的开裂现象加重，即裂缝增多、加宽、加长、间距变小，将导致更多的刚度折减。而且，在非线性分析模型中，依然并未计入混凝土的徐变效应。因此，本报告偏安全地推荐刚度折减系数的取值与小震分析相同，$R=0.35\sim0.25$，以充分反映混凝土连接板和钢连接桁架之间的内力重分布。上述地震作用下的刚度折减可粗糙地认为综合了损伤效应后的构件平均损伤变量约为 $d\approx0.65\sim0.75$。若从结构力学弯曲刚度的角度，也可以理解为设计了一块板厚约等于现有板厚 0.63~0.7 倍的楼板。

5 弱连体结构设计的简明流程

本章列出弱连体结构及连接板设计的简明流程，并在 ETABS 上得到实现。简述如下。

1. 制订目标性能表。
2. 建立结构的弹性模型，取楼板为分块刚性模型。定义主体结构楼板为刚性隔板，使用壳单元模拟薄弱连接板。
3. 使用极限状态分析：重力荷载作用
   连接板有效刚度取弹性刚度，不予折减，刚度折减系数 $R=1$。按使用极限状态的有关规定，进行连接板的强度、挠度和裂缝计算。并以此对连接板进行配筋估计。
4. 强度及延性极限状态分析：小震设防——反应谱法分析或弹性时程分析
   连接板的有效刚度取折减后的弹性刚度，$R=0.35\sim0.25$。按规范分析得到结构的控制性参数，评估弱连体结构的扭转性能，确定主体结构构件的配筋以及复核连接板在使用极限状态下的配筋设计。
5. 强度及延性极限状态分析：中震设防——非线性时程分析

5.1 按第 6.4 节选取合适的地面运动加速度记录[2]，并按第 6.4.2.2 小节确定的调幅系数 k 以及基于规范的设防烈度、设计基本地震加速度（中震）调整加速度记录的 PGA。

5.2 建立结构的非线性性模型，定义材料本构关系。主体结构的柱和墙暗柱的混凝土定义为约束混凝土，其它部位定义为非约束混凝土。对于约束混凝土，可使用 Mander 模型的应力-应变曲线定义混凝土本构关系。对于非约束混凝土，可偏安全地使用 GB 50010—2010 附录 C 的素混凝土应力-应变曲线定义的混凝土本构关系。也可以按 GB 50010—2010 附录 C 条文说明第 C2.4 条条文那样，对上述的素混凝土应力-应变曲线作出适当修正。若进行修正，建议使用 Mander 模型的应力-应变曲线。此时，取峰值应力 $f'_{\mathrm{cc}}=f_{\mathrm{ck}}$ 或 $f'_{\mathrm{cc}}=f_{\mathrm{cm}}$，峰值应变 $\varepsilon_{\mathrm{cc}}=\varepsilon_{\mathrm{c0}}=0.002$，约束侧压应力 $f_l=0$。连接板的有效刚度为折减后的弹性刚度，取 $R=0.35\sim0.25$，对主体结构进行中震性能水准评估。

6. 强度及延性极限状态分析：大震设防——非线性时程分析

6.1 按第 6.4 节选取合适的地面运动加速度记录，并按第 6.4.2.2 小节确定的调幅系数 k 以及基于规范的设防烈度、设计基本地震加速度（大震）调整加速度记录的 PGA。

6.2 按第 5.2 条建立结构非线性模型以及定义的材料本构关系，连接板的有效刚度为折减后的弹性刚度，取 $R=0.35\sim0.25$。对主体结构大震性能水准进行评估。并且按单元读取连接体（含连接板和连接钢构件）的最大主拉应力。复核连接体大震不屈服的性能水准，

6 算例分析

6.1 概况

本算例从工程实践中抽象得到。一个由高塔、低塔、连廊（连接体）组成的非对称弱刚接连体结构。高塔结构高度 180m、40 层，低塔 117m、26 层，高低塔层高均为 4.5m。在标高 94.5m（21 层顶面标高）处，设 1 层连廊，层高 4.5m、长度 64m、进深（宽度）20m。

主塔为钢筋混凝土结构。为简洁起见，表 6.1.1 仅列出主塔首层构件的几何尺寸。表 6.1.2 列出钢连接桁架构件的几何尺寸。连接板厚度 150mm，混凝土强度等级 C40，双层双向配筋 HRB400，D12@150。

本算例使用 ETABS 进行分析。抗震设防烈度 8 度，设计地震基本加速度 200gal，最大地震影响系数 $\alpha_{max}=0.16$，设计分组一组，设防类别乙类，场地类别 II、特征周期 0.35s。主塔框架柱、梁，抗震等级一级；核心筒墙体，特一级。连接体钢结构，二级。

表 6.1.1 主塔首层构件截面尺寸

	混凝土强度等级	截面尺寸（宽度 x 高度）/mm				厚度/mm		高度/mm
		外框梁	楼面梁	边框柱	角柱	筒体外墙	筒体内墙	连梁（X 向/Y 向）
高塔	C70	700×750	500×650	1250×1250	1250×800	800	300	900/1000
低塔	C70	600×750	500×650	1000×1000	1000×700	700	300	500/700

注：1. 与连廊相连的楼面梁为型钢混凝土梁，截面尺寸 800×650mm（宽度×高度）。内嵌 H 型钢 400×500×25（宽度×高度×厚度），钢材牌号 Q355。柱、墙、梁混凝土强度等级 C50。

2. 连梁宽度同墙宽，内外墙的连梁高度相等。楼板厚度 120mm。

表 6.1.2 连接体钢构件尺寸（mm）

二侧纵向桁架		横向钢梁		纵向钢梁（H 型钢/mm）
上下弦杆（箱型断面/mm）	竖向腹杆（箱型断面/mm）	框架梁（箱型断面/mm）	次梁（H 型钢/mm）	
650×400×20×30	500×400×38×38	650×500×36×36	400×400×21×21	500×300×11×18
两侧纵向桁架斜杆/箱型断面				

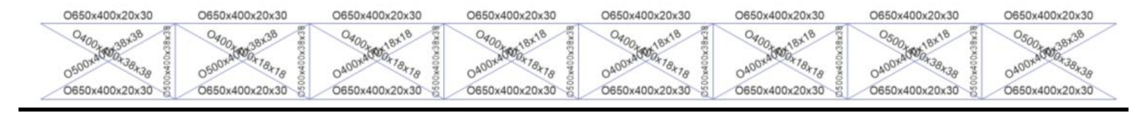


图 6.1.1 给出连体结构的三维分析模型。图 6.1.2 给出连廊层的平面简图，图中放射式细线为刚性隔板范围。

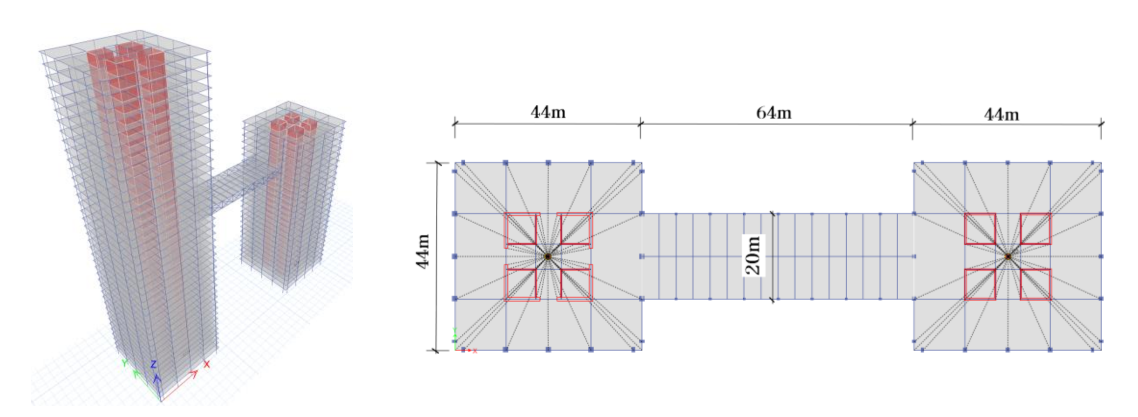


图 6.1.1 弱刚接连体结构三维模型　　**图 6.1.2 连廊层平面简图**

6.2 自由振动分析

表 6.2.1 列出连体结构前十阶的自振周期和振型方向。其中，第四、第七、第十阶为以扭转为主的振型，T_4/T_1=0.42。

表 6.2.1 周期及振型方向因子

振型阶数	周期/s	UX	UY	UZ	RZ
一	4.21	0	0.99	0	0.01
二	4.17	1	0	0	0
三	3.09	0	0.88	0	0.12
四	1.75	0	0.09		0.91
五	1.44	1	0	0	0
六	1.19	0	0.88	0	0.12
七	0.97	0	0.15		0.85
八	0.80	0.97	0	0.03	0
九	0.76	0	0.76	0	0.24
十	0.73	0	0.28	0	0.72

图 6.2.1 和图 6.2.2 给出典型的振型模态示意图。其中，前者所示第四振型是连体结构第一扭转振型的示意，高塔控制了连体结构的整体扭转。后者所示第七振型是二个塔楼对称扭转引起连接体弯曲变形的示意。它们充分表现出主塔分块转动的特性。

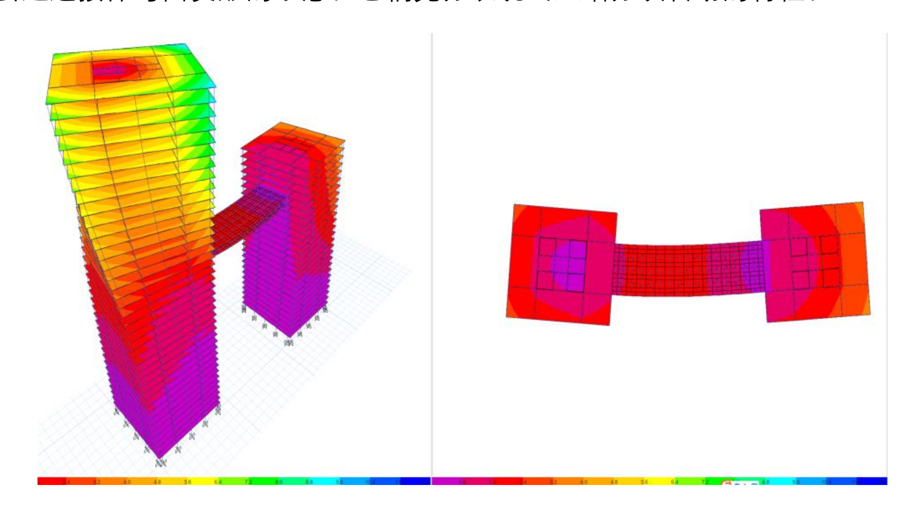


图 6.2.1 典型振型示意（第四振型）

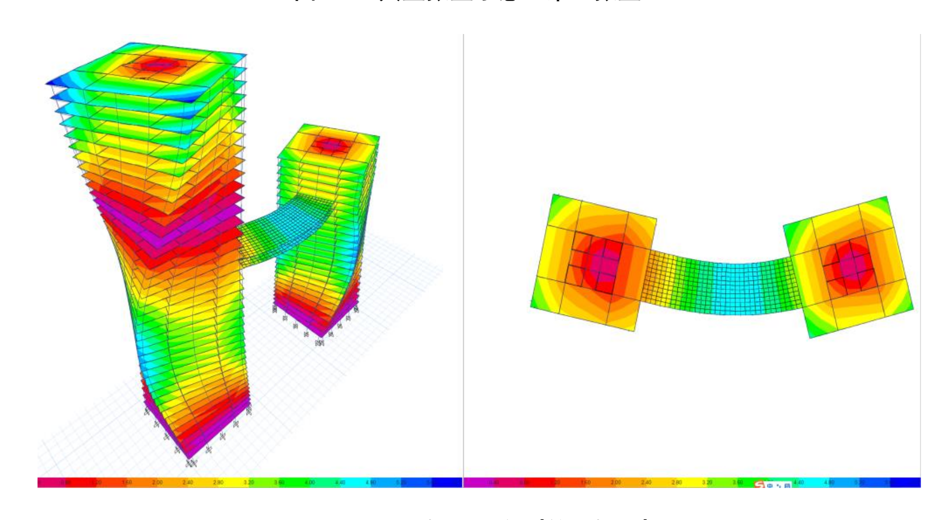


图 6.2.2 典型振型示意（第七振型）

6.3 连接体重力荷载分析

6.3.1 重力荷载分析——壳单元

对连体结构按 1.0D+1.0L 竖向加载。采用壳单元模拟连接板，单元平面尺寸 1m x 1m，壳厚 150mm，与板厚相同。配筋 D12@150，双层双向。按 EC 2:2004，使用 ETABS 进行连接板使用极限状态下的挠度和裂缝分析。此外，第 6.3.2 小节还采用实体单元，按混凝土塑性损伤模型（CDP），使用 ABAQUS 对连接板的性能进行深入地分析研究。

1) 挠度分析

图 6.3.1 为连接板的三维弹性挠度分布图。图 6.3.2 和图 6.3.3 为弹性挠度和开裂挠度分布图。弹性最大挠度为 152mm。开裂挠度与弹性挠度分布一致，最大值为 168mm，约为弹性挠度的约 1.1 倍。挠跨比 $\delta / L = 1/383$，满足规范要求。

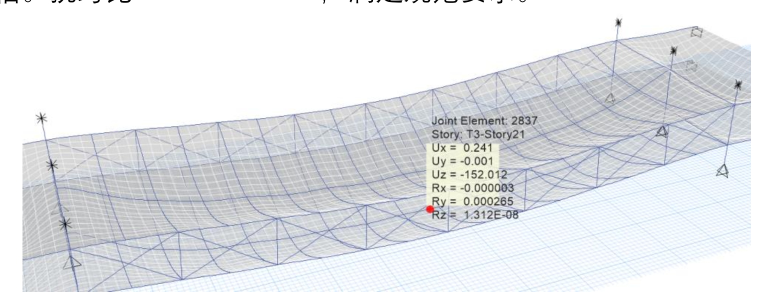


图 6.3.1 连接板弹性挠度的三维分布图

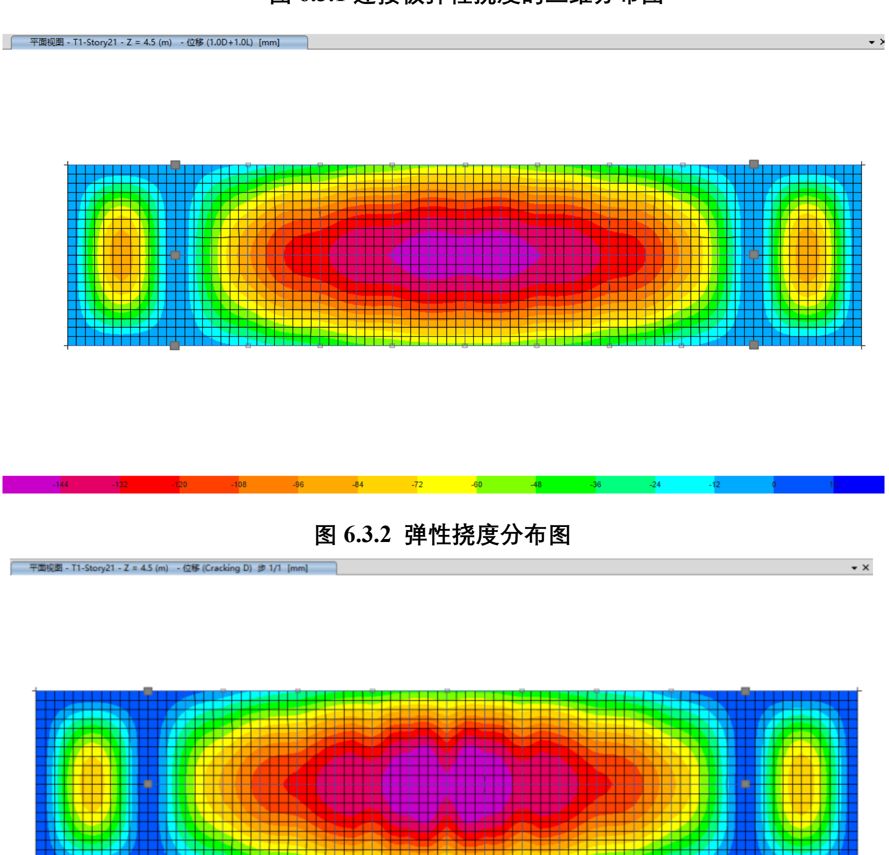


图 6.3.2 弹性挠度分布图

图 6.3.3 开裂截面挠度分布图

2) 弹性应力分析

使用分层壳单元分析连接板混凝土的应力分布。图 6.3.4~图 6.3.6 和图 6.3.7~图 6.3.9 分别给出 21 层连接板和 22 层连接板，其上、中、下曲面的混凝土水平应力 S11，S12，S22 分布图。

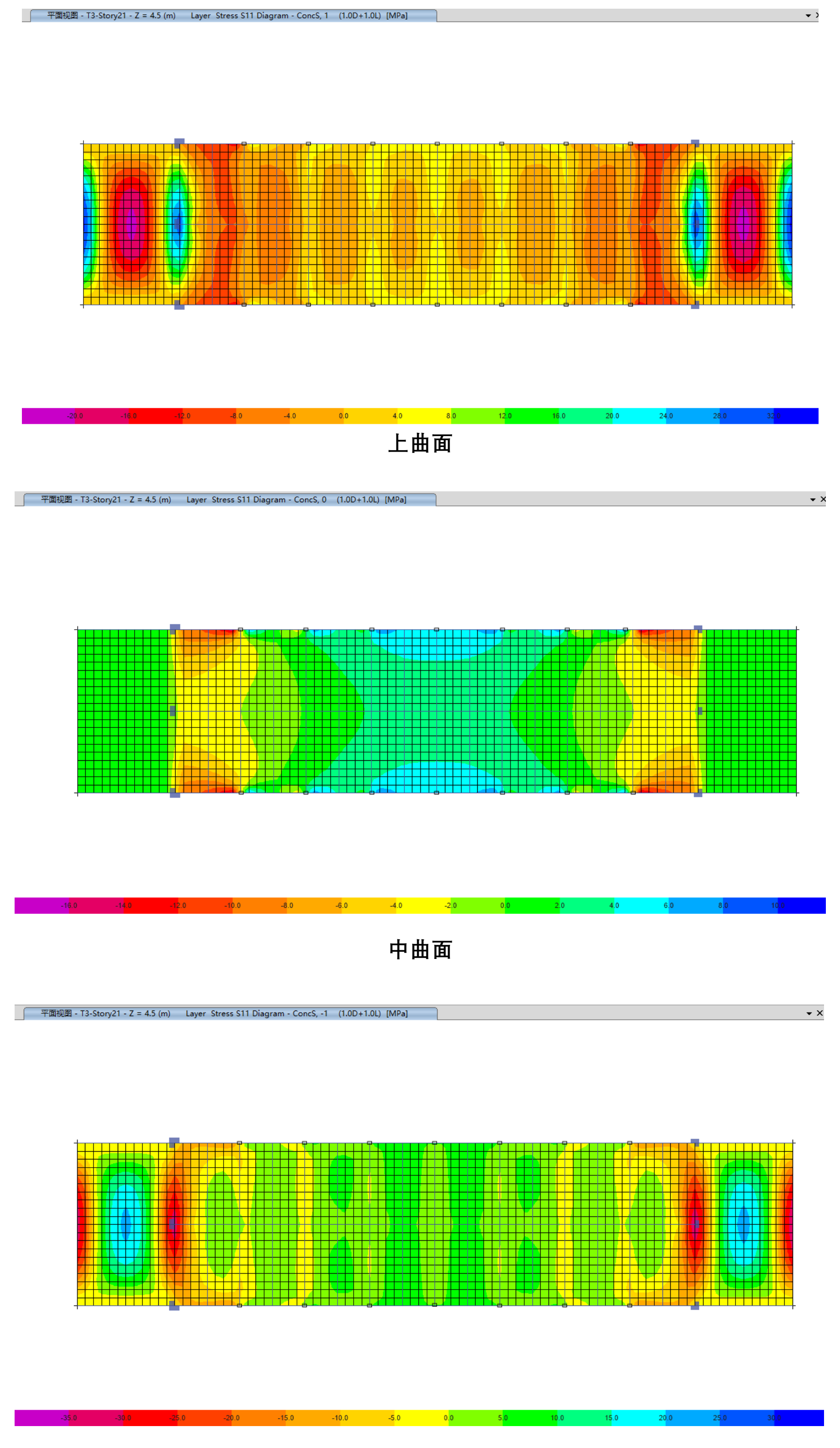
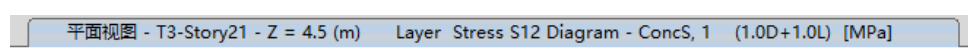
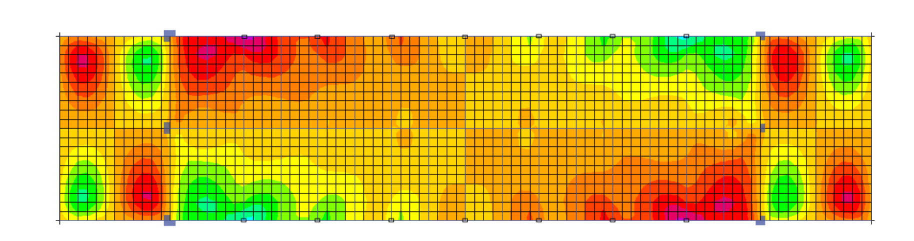
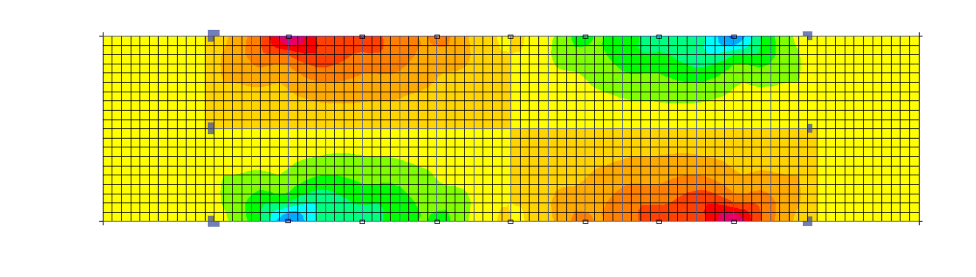


图 6.3.4 21 层连接板混凝土应力分布（S11，弹性分析）

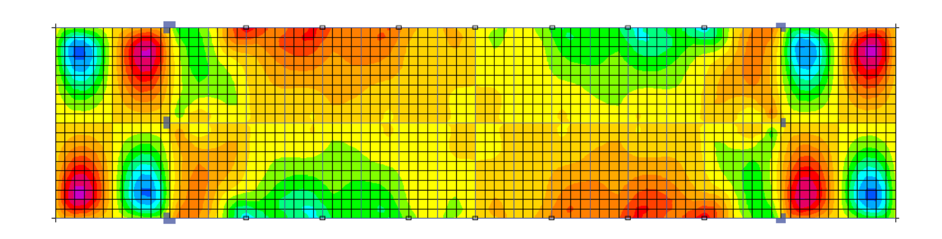




上曲面



中曲面



下曲面

图 6.3.5 21 层连接板应力分布（S12，弹性分析）

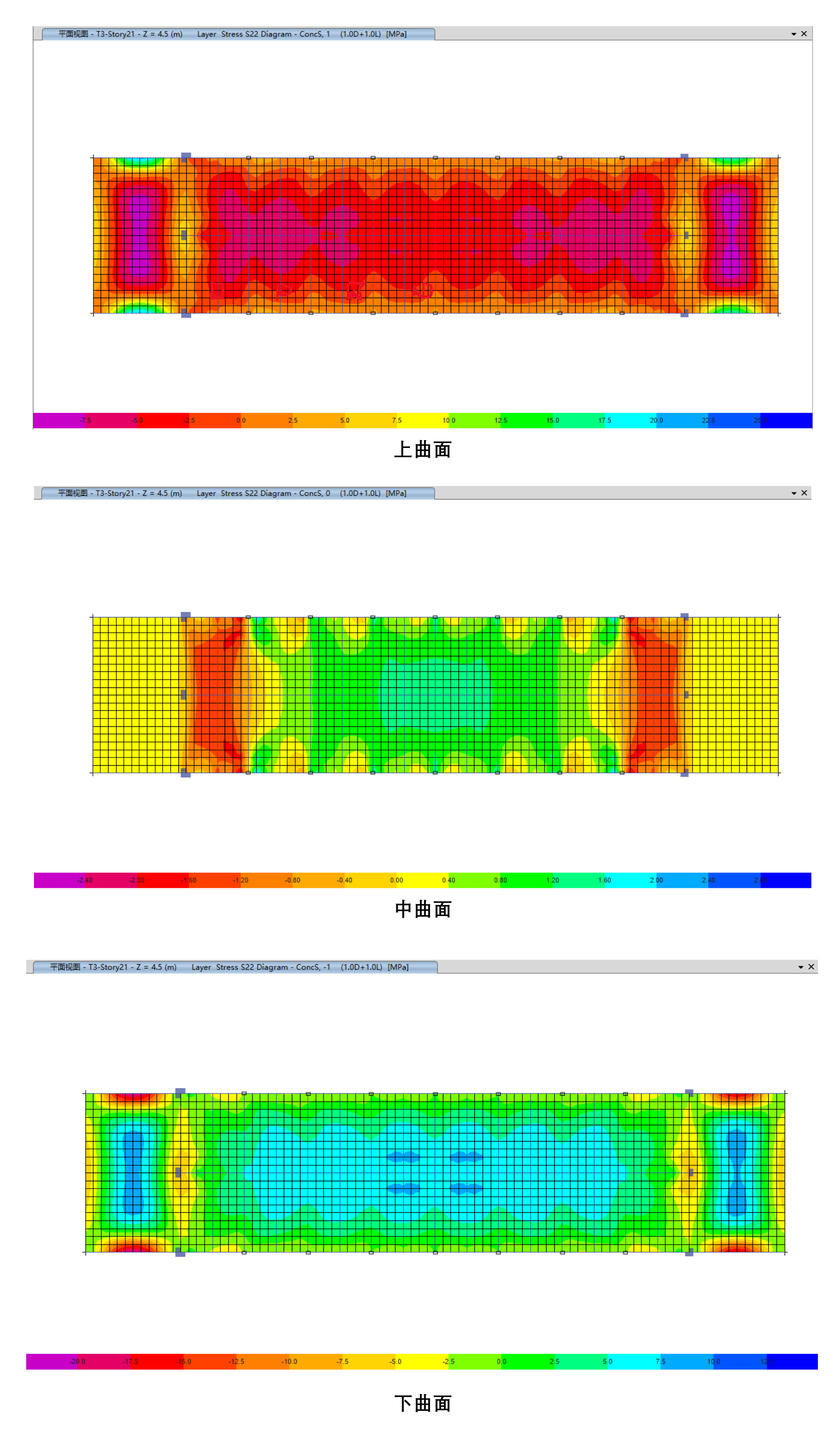


图 6.3.6 21 层连接板混凝土应力分布（S22，弹性分析）

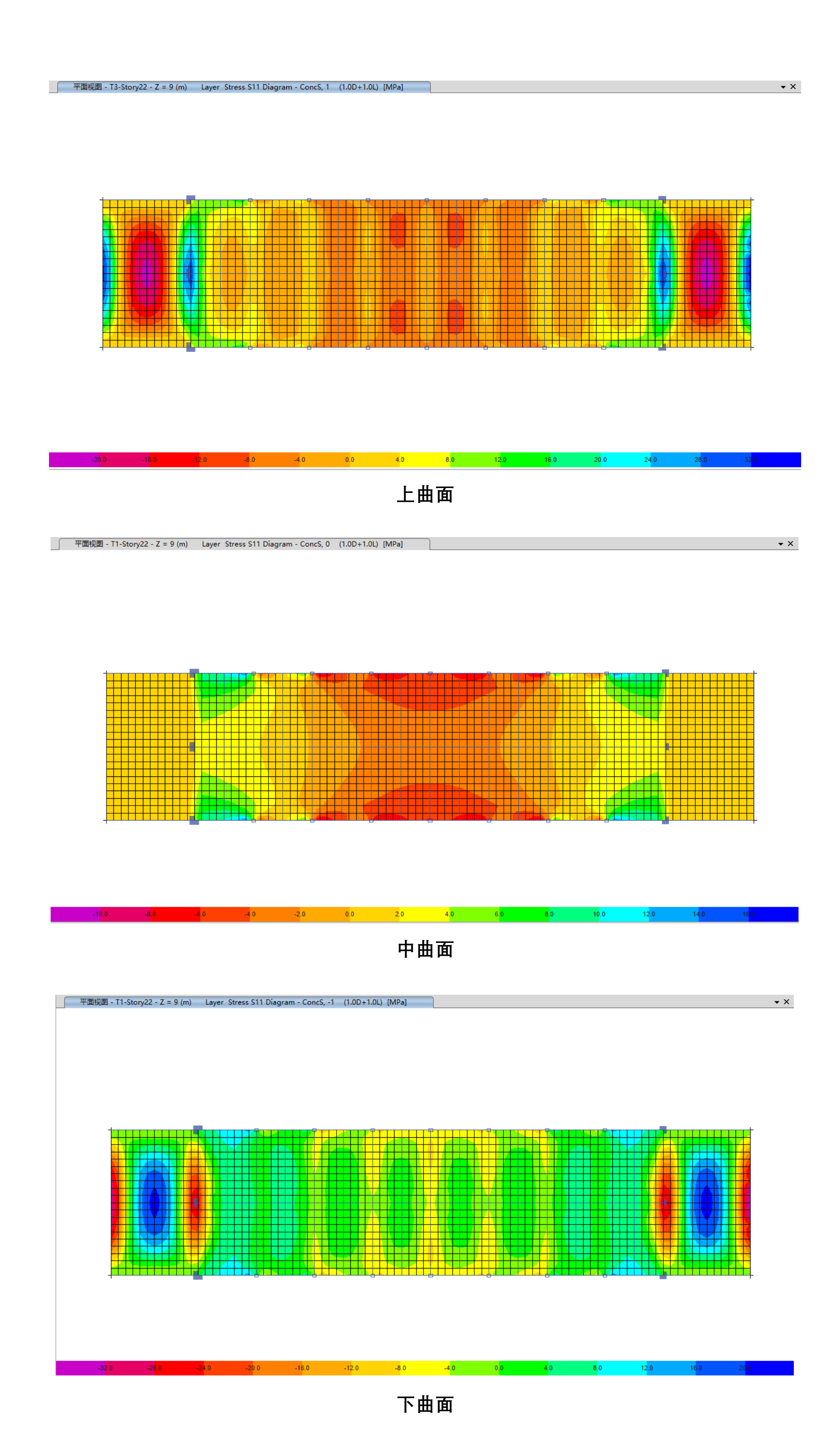
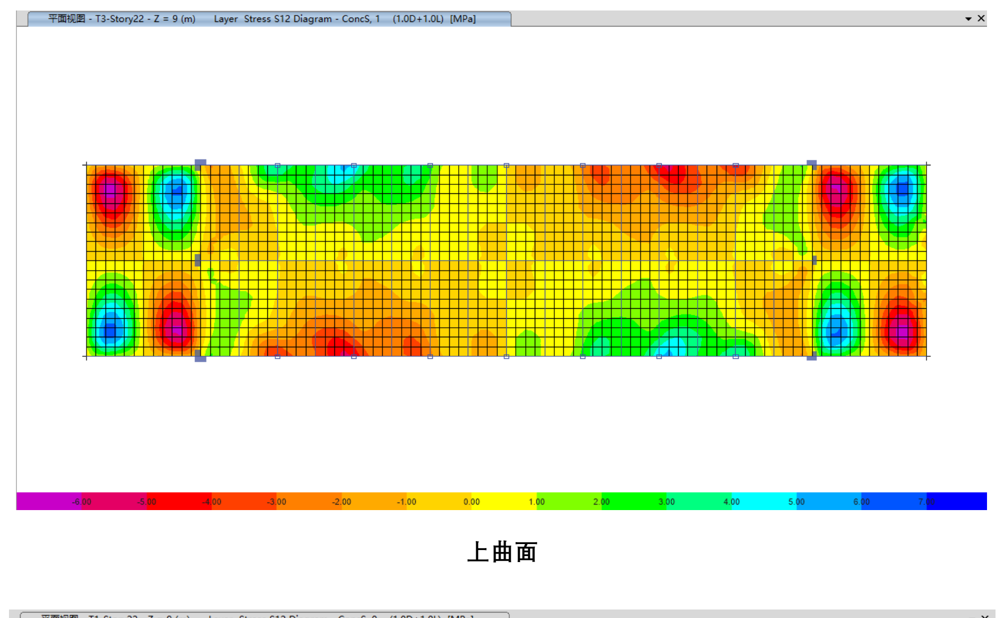
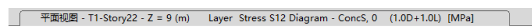
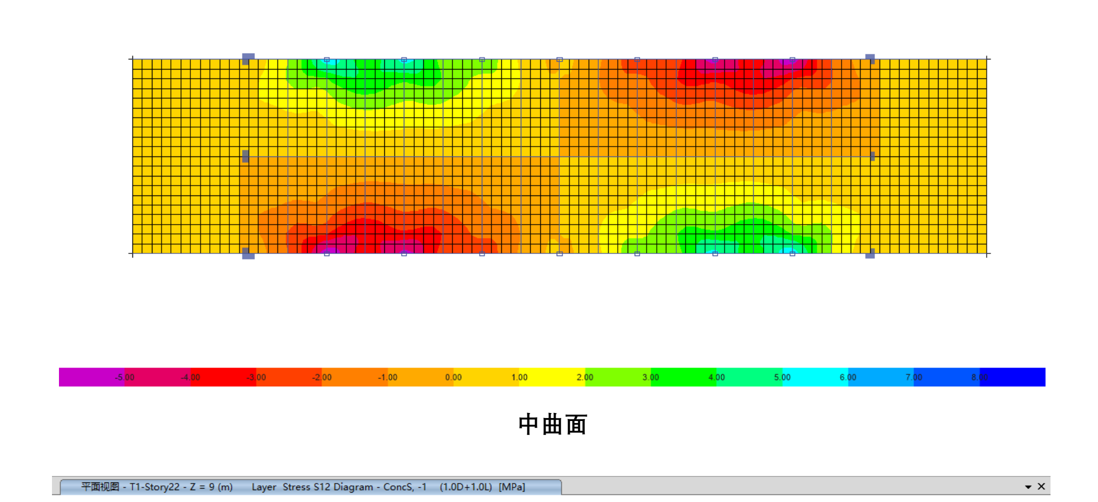


图 6.3.7 22 层连接板混凝土应力（S11，弹性分析）

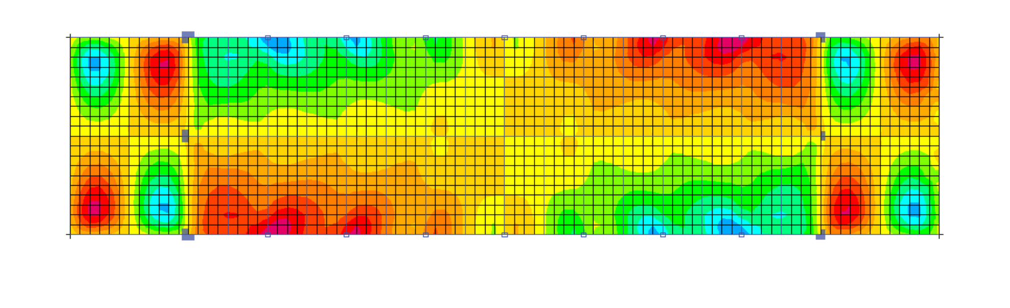


上曲面



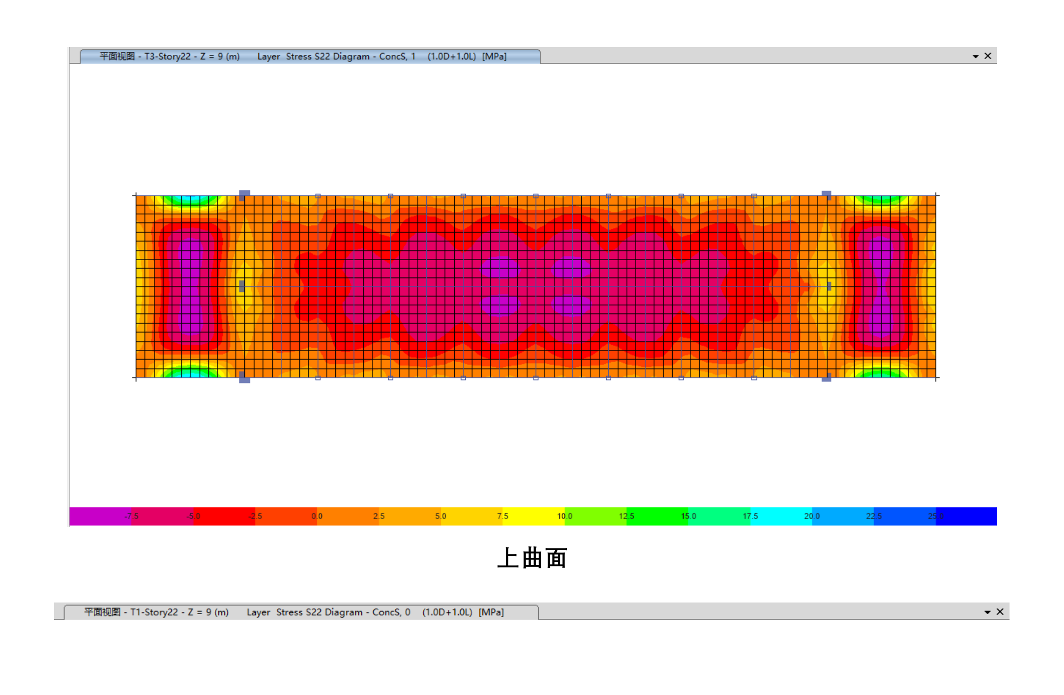


中曲面

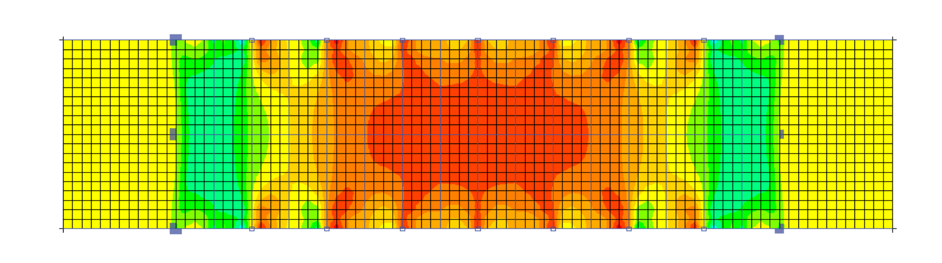


下曲面

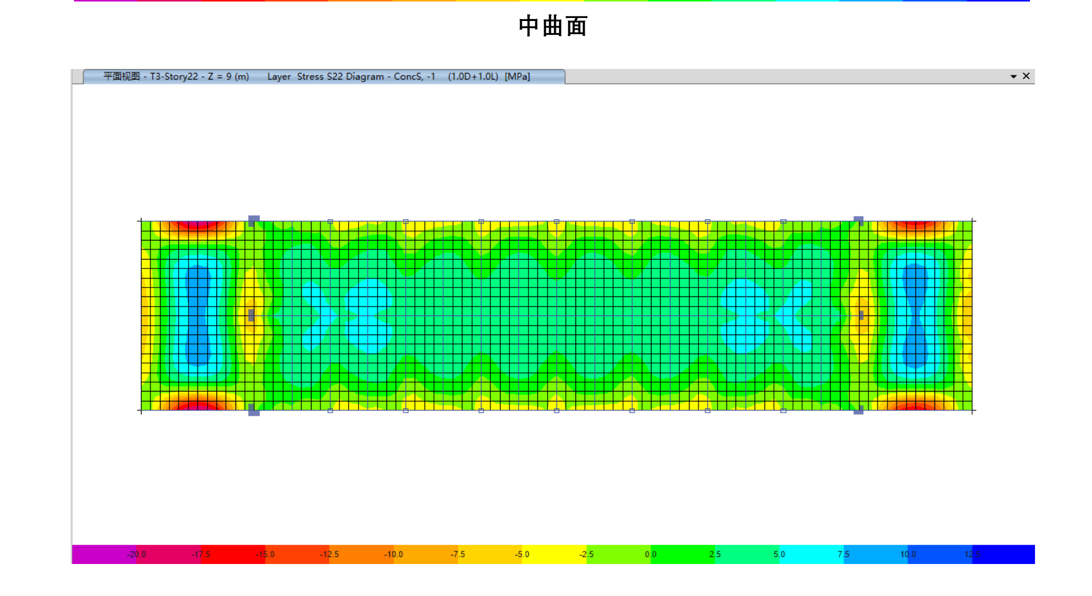
图 6.3.8 22 层连接板混凝土应力（S12，弹性分析）



上曲面



中曲面



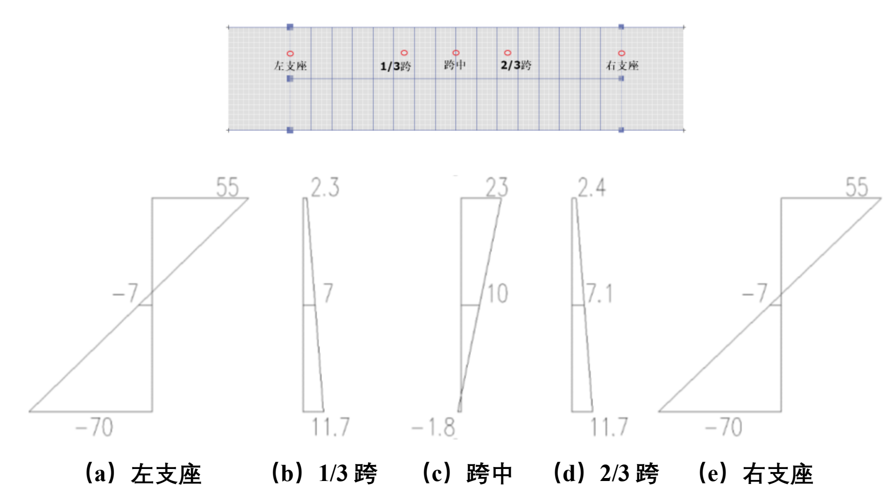
下曲面

图 6.3.9 22 层连接板混凝土应力（S22，弹性分析）

图 6.3.4~图 6.3.6 所示 21 层连接板上、中、下曲面的弹性分析混凝土水平应力 S11，S12，S22 分布图清晰地表明了弱连接板具有如下受力特征。(1) 沿长度方向的 S11 为控制应力。支座区域，主塔框架梁边缘的上曲面，局部拉应力出现集中现象，达 20MPa 左右。跨中区域，下曲面受拉，达 5~10MPa。这反映了连接板的整体弯曲效应。(2) 沿长度方向，每间隔 8m 布置横向钢框架梁，上下曲面的拉应力在横梁处出现了每间隔 8m 的波浪形。上曲面显得尤为明显，波峰值达到 4~8MPa。这是连接板的局部弯曲效应。(3) 中曲面在跨中区域，尤其在中间二跨的大部分区域的拉应力超过了 C40 混凝土的 $f_{tk}=2.39\text{MPa}$ 。

进一步，图 6.3.4 和图 6.3.7 表明，21 层和 22 层连接板 S11 应力分布有明显的区别。原因如下。连接体的受力特性相当于二侧为钢桁架，二端与主体结构连接的一根格构式箱型梁。21 层连接板为箱型梁的底板，22 层为顶板。沿进深方向的前后二侧分别连接桁架的下弦杆和上弦杆。在中间区域，桁架下弦杆受拉，上弦杆受压。上、下弦杆的拉压应力作为表面力分别作用于顶板和底板的前后二侧，导致了它们 S11 应力分布状况的不同。

图 6.3.10 给出 21 层连接板典型部位（左支座、1/3 跨、跨中、2/3 跨以及右支座截面）主拉应变 ε11 剖面图。可以观测到连接板沿长度方向中和轴位置的变化。其跨中区域的中曲面均为拉应变。

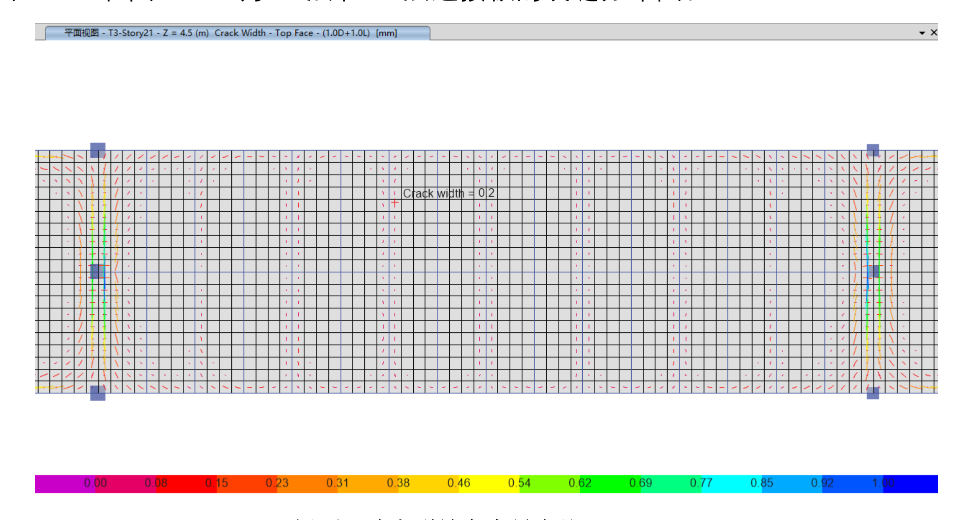


(a) 左支座　(b) 1/3 跨　(c) 跨中　(d) 2/3 跨　(e) 右支座

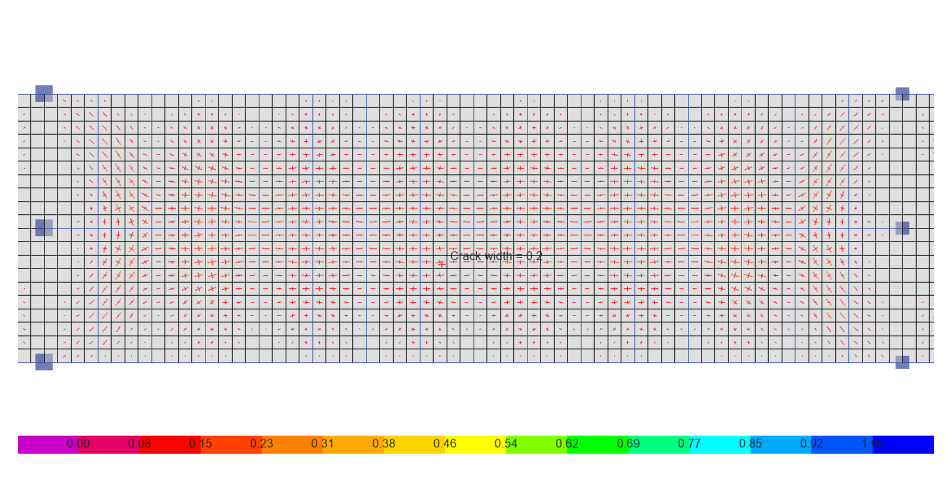
图 6.3.10 21 层连接板混凝土主应变 ε11 典型部位剖面图（弹性分析 ×10^{-5}）

3) 裂缝分析

图 6.3.11 和图 6.3.12 为 21 层和 22 层连接板的裂缝分布图。

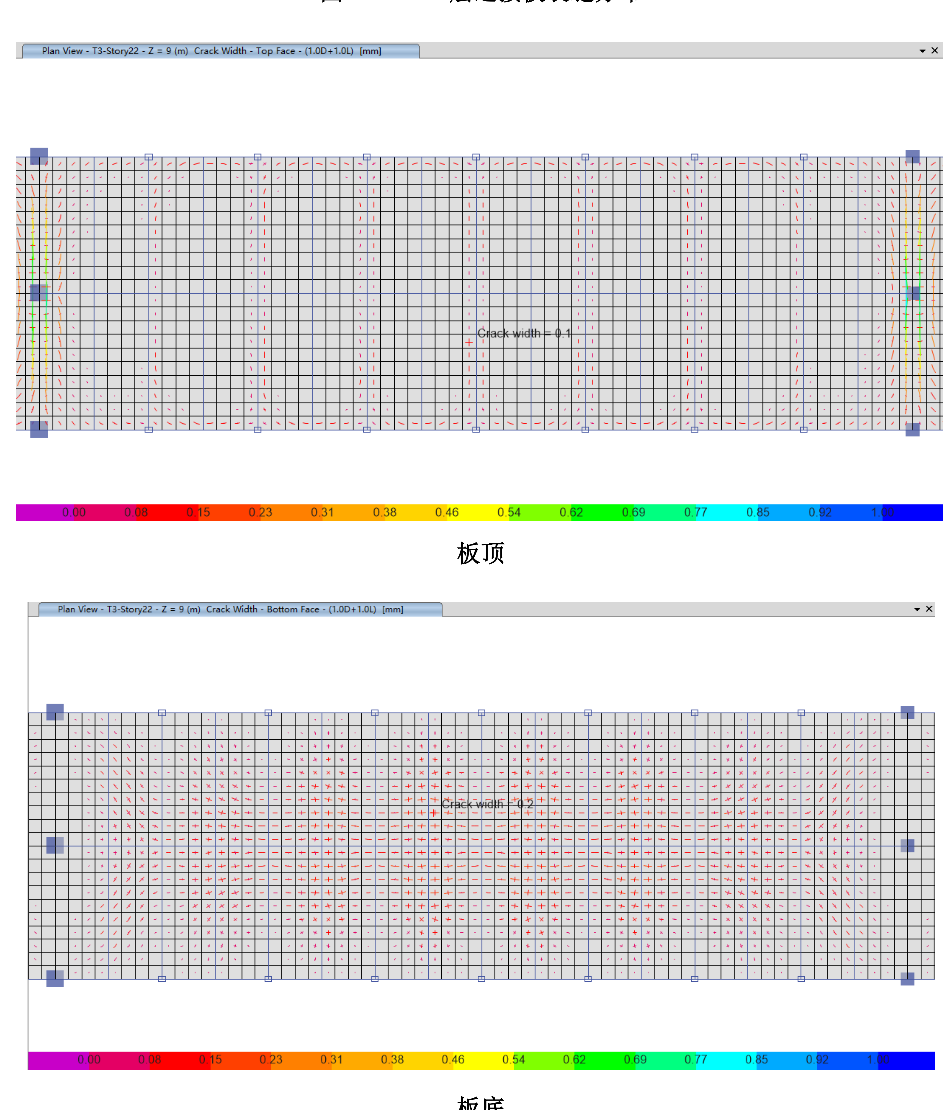


板顶（跨中裂缝宽度最大约 0.2mm）



板底（跨中裂缝宽度最大约 0.2mm）

图 6.3.11 21 层连接板裂缝分布



板顶

板底

图 6.3.12 22 层连接板裂缝分布

21 层连接板的前后二侧受到钢桁架下弦杆拉应力的作用。与预期相同，板底是裂缝发生的密集区域。弥散裂缝几乎发展到整个板底，中部区域最大裂缝宽度约 0.2mm。跨中横向钢梁上方的板顶，由于局部弯曲，发生了 0.1~0.2mm 的裂缝。满足裂缝宽度≤0.2mm 的规范要求。可以观测到支座处柱边板顶单元发生应力集中，裂缝宽度约达 0.7mm。但这些单元为框架梁的翼缘部分，将会得到梁配筋的加强。 ETABS 不提供中曲面的裂缝分布。但图 6.3.4 所示的中曲面应力分布以及图 6.3.10 21 层连接板混凝土主应变 ε11 典型部位剖面图都已经表明，21 层连接板跨中区域的中曲面已发生了拉应变。据此，21 层连接板将是研究混凝土受拉损伤、刚度折减、内力重分布的重点关注构件。

4) 连接体内力重分布

混凝土受压损伤引起构件刚度的劣化，受拉损伤引起截面开裂，减少截面计算高度。这意味着混凝土对连接板以及连接板对连接体的贡献将有所下降。混凝土的拉应力将转移至钢筋以及转移至钢桁架，发生内力重分布。ETABS 作为以满足工程设计为主要编程目标的分析软件，暂不提供开裂后的混凝土应力和钢筋应力。有关上述的内力重分布现象，本报告将在第 6.3.2 节基于损伤模型的非线性分析中，给予详细的描述。

进一步，若取连接板开裂后的刚度折减系数 $R=0.52$，等效弹性挠度最大值 161mm，与开裂挠度最大值 168mm 接近。图 6.3.13 给出了第 21 层楼板等效弹性分析的挠度分布。

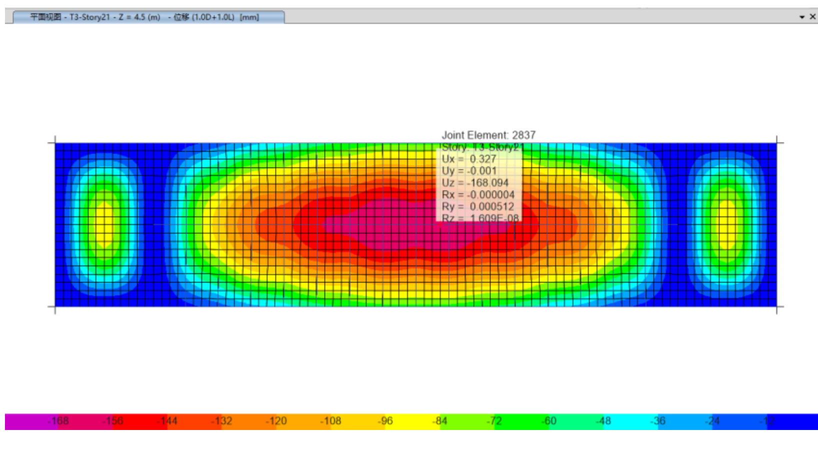


图 6.3.13 21 层连接板挠度分布图（等效弹性分析，$R=0.52$）

6.3.2 重力荷载分析——实体单元（CDP 模型）

在 ETABS 分析的基础上，本报告使用 ABAQUS 的塑性损伤模型（CDP）对在重力荷载作用下钢筋混凝土连接板的损伤、刚度折减以及内力重分布等方面进行了详细的分析和研究。报告中，混凝土应力-应变曲线，按 GB 50010—2010 附录 C 执行。为考虑混凝土各向异性的特性，把规范定义的损伤演化参数调整为按余能等效原理的损伤变量。提供的损伤变量按下列公式进行计算[18]，

$$d=\frac{(1-\beta)\tilde{\varepsilon}E_0}{\sigma+(1-\beta)\tilde{\varepsilon}E_0} \tag{6.3.1}$$

式中， 对应于受压或受拉损伤，σ 分别取单轴受压屈服或受拉开裂应力，$\tilde{\varepsilon}$ 分别取非弹性应变或开裂应变。$\beta=\tilde{\varepsilon}^{\mathrm{pl}}/\tilde{\varepsilon}$，分别取 $\beta=0.35$ 或 $\beta=0.50$。其中，$\tilde{\varepsilon}^{\mathrm{pl}}$ 为塑性应变。

1) 模型简况

表 6.3.1 列出了分析模型的要素。其中，使用杆单元 T3D2 模拟钢筋，与混凝土实体单元 C3D8R 嵌入连接，不占空间，不考虑滑移。计算挠度时，计入钢筋的贡献。图 6.3.14 和图 6.3.15 分别为 ABAQUS 的分析范围和分析模型。

表 6.3.1 ABAQUS 分析模型要素

构件类别	单元类型	单元尺寸	总单元数
柱、梁、钢构件	杆单元 B31	0.5m	233824
连接板	实体单元 C3D8R	0.5×0.5m，0.05m 厚	
钢筋	杆单元 T3D2	0.5m	

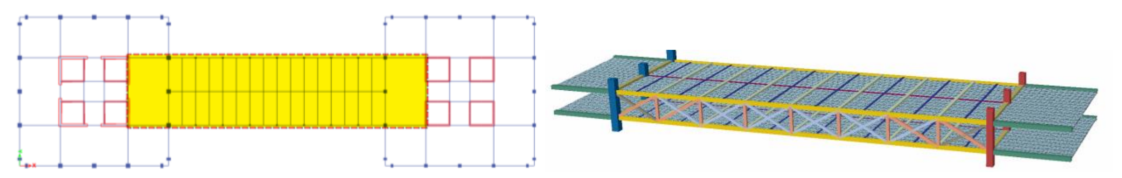


图 6.3.14 ABAQUS 分析范围 **图 6.3.15 分析模型的单元和边界条件**

2) 挠度分析

图 6.3.16 和图 6.3.17 分别给出 21 层和 22 层连接板的挠度分布图。弹性分析和基于损伤的非线性分析的挠度分布一致，在连接板的中点附近发生最大挠度。弹性分析最大值为 138mm，非线性分析最大值为 151mm，约为弹性分析挠度的 1.09 倍。

ABAQUS 和 ETABS 得到的挠度分布相似，最大值差别约为 9%，在可接受的范围。二者有所差别的原因是多方面的。概括地认为有单元类型的不同、钢筋对刚度贡献的处理方式不同以及二者之间算法上的不同等等。

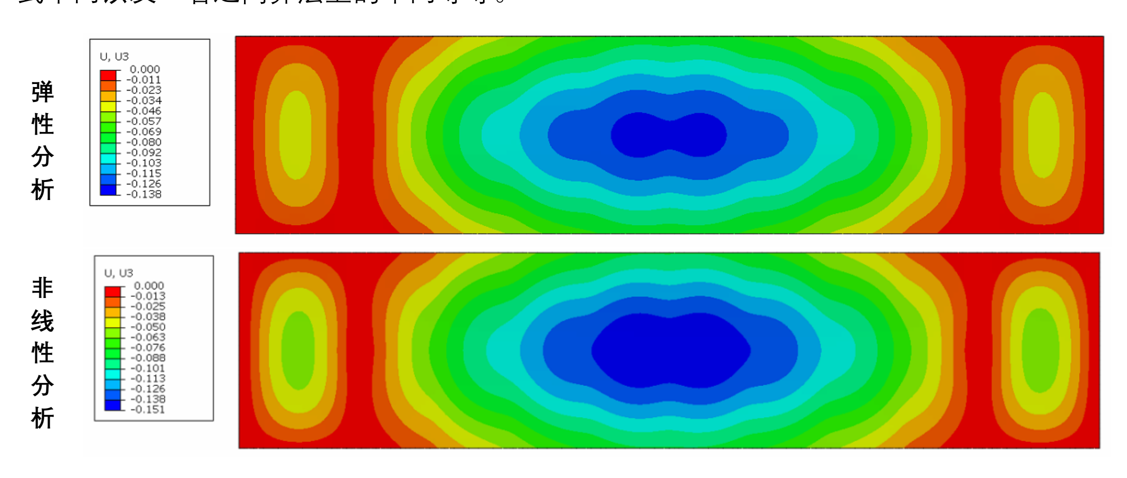


图 6.3.16 21 层连接板挠度分布图

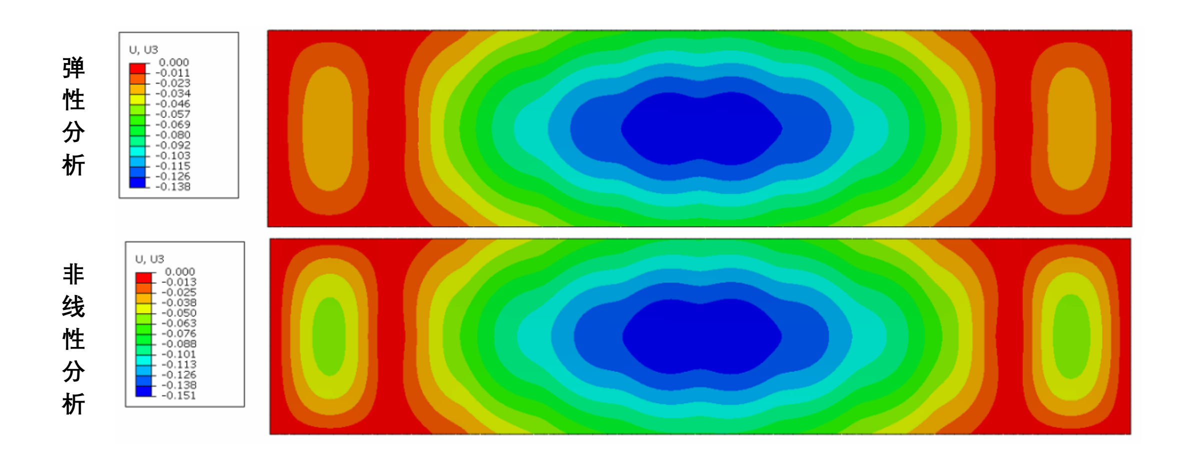
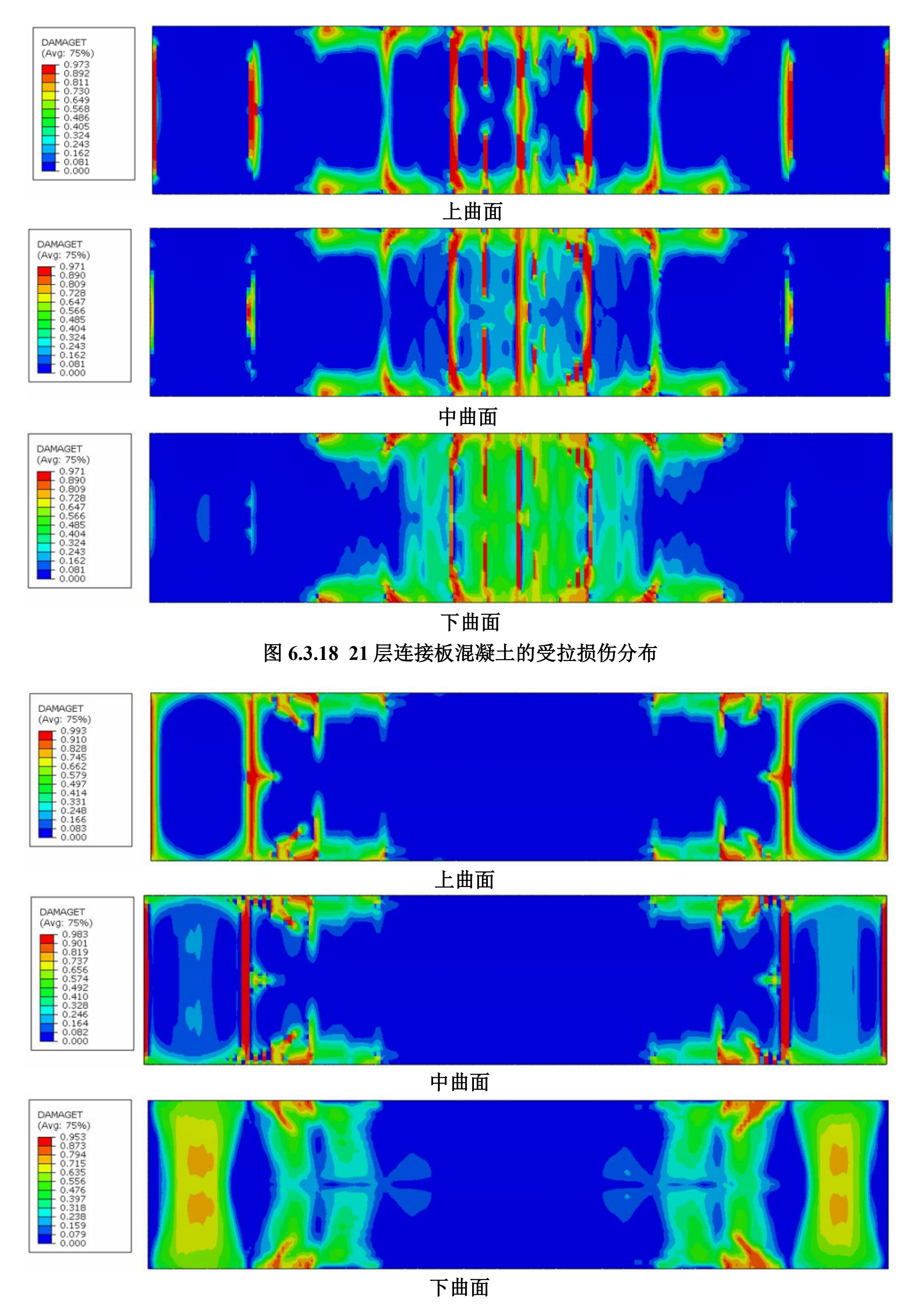


图 6.3.17 22 层连接板挠度分布

3) 混凝土损伤分析

为了简洁起见以及根据混凝土的不对称力学性能，本报告仅给出 21 层和 22 层连接板的受拉损伤分布图，见图 6.3.18 和图 6.3.19 所示。钢桁架的上弦杆和下弦杆受力特征的不同，使上下二层连接板的损伤分布图截然不同。主要的受拉损伤发生在 21 层连接板的下曲面。除横向钢梁处附近以及个别区域损伤变量 $d^+ \approx 0.97$ 以外，大部分区域受拉损伤变量 $d^+ \approx 0.6$ 左右。因此，21 层连接板是以下讨论的重点构件。



上曲面

中曲面

下曲面

图 6.3.18 21 层连接板混凝土的受拉损伤分布

上曲面

中曲面

下曲面

图 6.3.19 22 层连接板混凝土的受拉损伤分布

4) 应力分析

i. 连接板混凝土应力

应力 S11 为连接板的控制应力。图 6.3.20 和图 6.3.21 仅给出第 21 层和第 22 层连接板混凝土 S11 应力分布图。

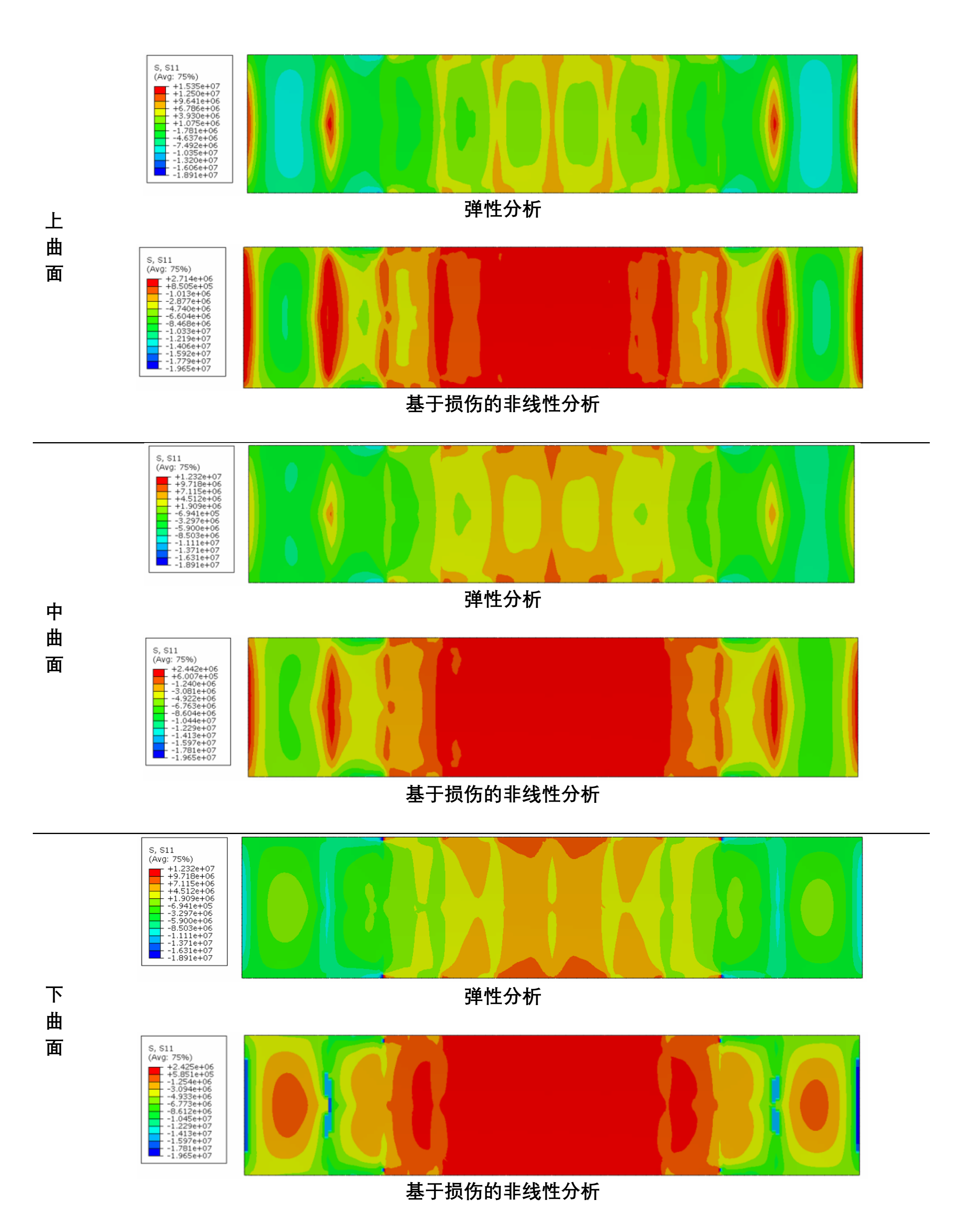


图 6.3.20 21 层连接板混凝土应力 S11 分布

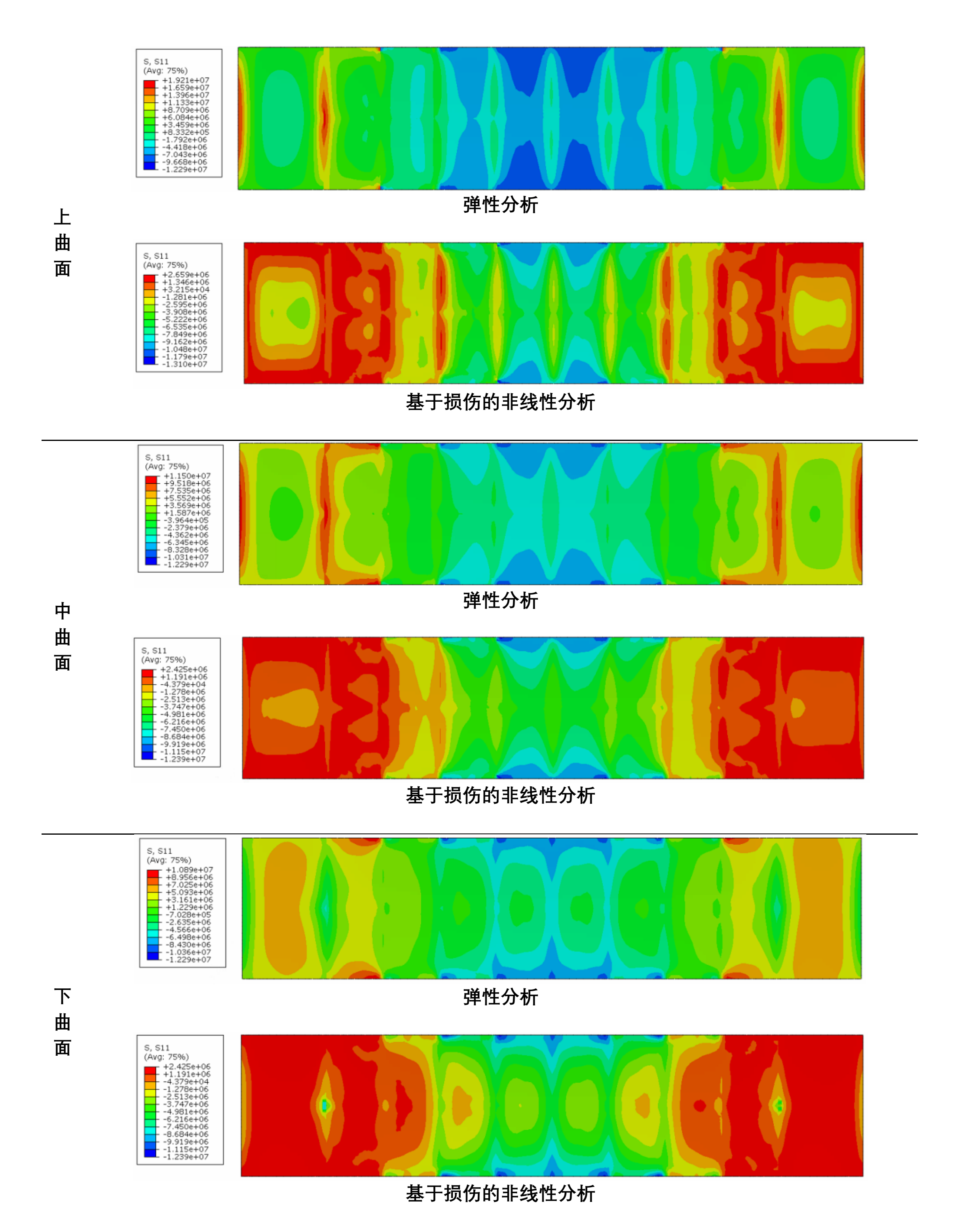


图 6.3.21 22 层连接板混凝土应力 S11 分布

21 层连接板跨中大范围的受拉损伤导致了板底、甚至板截面中部的混凝土应力也大幅度地下降。弹性分析和基于损伤的非线性分析表明，板底跨中拉应力水平约从 4~7MPa、局部从 10MPa 下降至约 2.4MPa，截面中部的拉应力水平约从 3~5MPa 下降至 2.4MPa

ii. 连接板钢筋应力

图 6.3.22 和图 6.3.23 分别给出了第 21 层和第 22 层连接板的板面钢筋和板底钢筋的应力分布图。

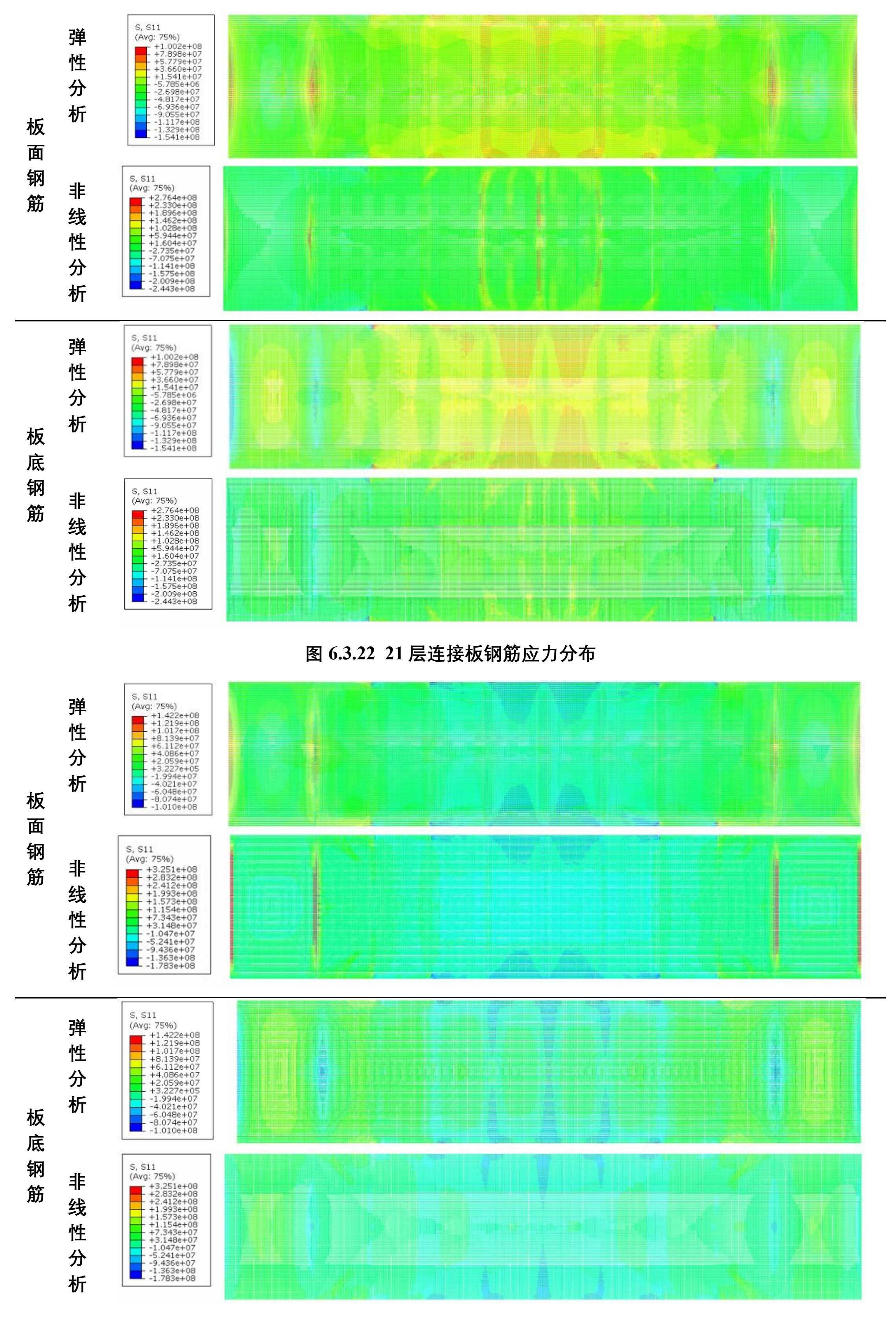


图 6.3.22 21 层连接板钢筋应力分布

图 6.3.23 22 层连接板钢筋应力分布

弹性分析和基于损伤的非线性分析表明，21 层连接板跨中区域板底钢筋拉应力水平约从 37MPa 上升至约 100MPa，混凝土开裂截面的拉应力转移至的钢筋，发生了明显的内力重分布。

iii. 钢桁架应力

图 6.3.24 给出了钢桁架的应力状态。图中红色为受拉，蓝色为受压，其他颜色（局部）为拉压临界状态。图 6.3.25 给出了钢桁架的应力分布。

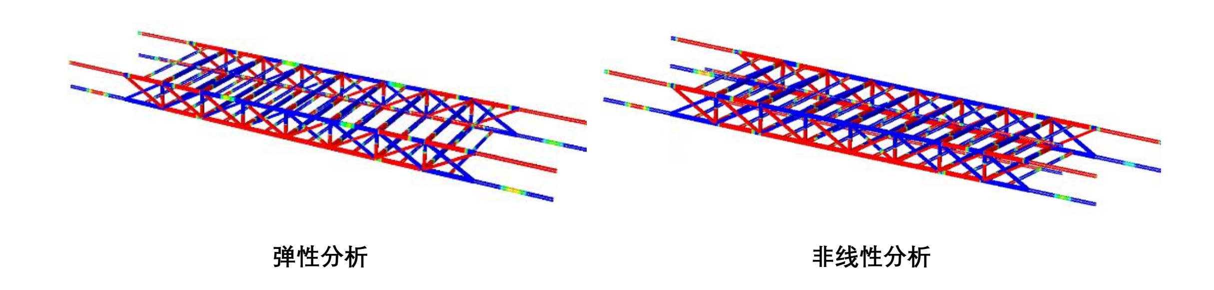


图 6.3.24 钢桁架应力状态示意

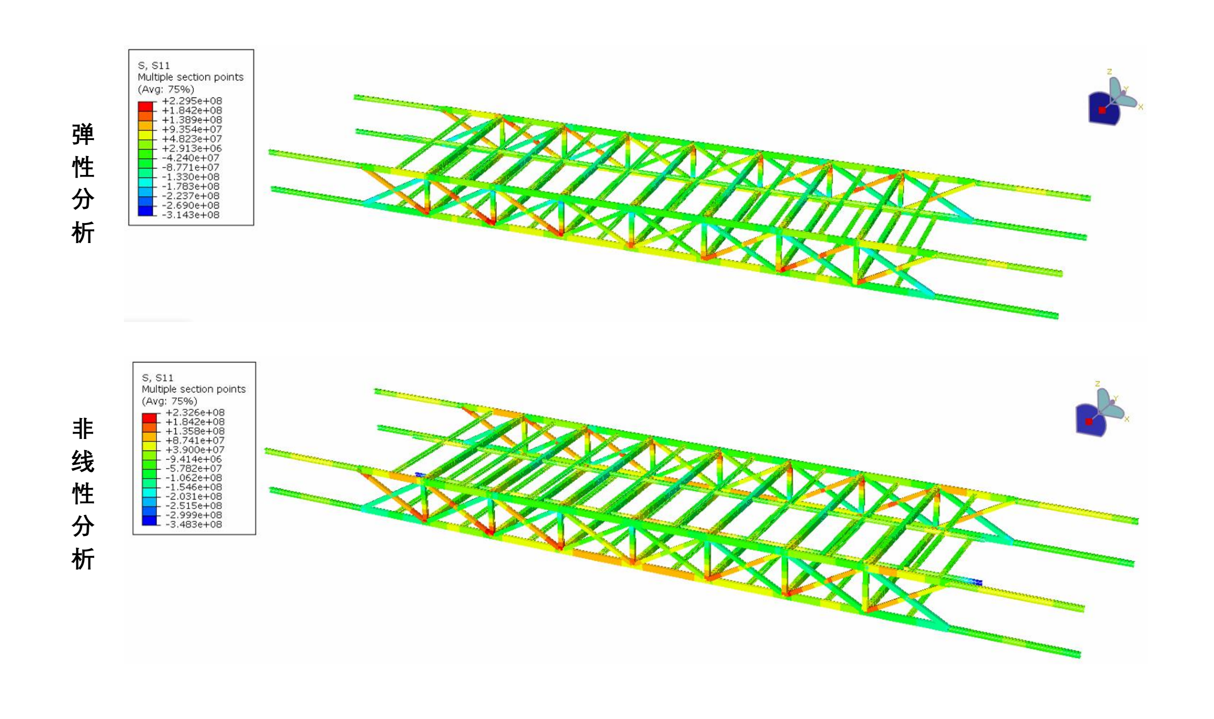


图 6.3.25 钢桁架应力分布图

图 6.3.24 清晰地显示了钢桁架下弦杆的受拉特征。杆的拉应力作用于 21 层连接板前后二侧的界面上，极大地影响了其受力特征，弥散裂缝覆盖了 21 层连接板的下曲面。混凝土受拉损伤严重，刚度劣化。楼板对连接体的贡献减少，楼板的内力流向钢桁架，发生了明显的内力重分布。图 6.3.25 的应力颜色标尺显示，下弦杆的拉应力水平从 40~90MPa 上升至 130MPa 左右。中区域的上、中、下曲面几乎都处于受压的状态。

5) 等效弹性分析

考虑连接板混凝土损伤后，刚度按受损混凝土有效弹性模量 $\bar{E}=0.65E_0$（相当于 $R=0.65$）折减后，以最大挠度值等效做了等效弹性分析，并与弹性分析和非线性分析进行了对比分析。如上综述，21 层连接板是分析和设计的重点。二者之间的对比分析主要针对 21 层连接板的挠度、下曲面的应力分析以及与钢桁架之间的内力重分布，以验证等效弹性法分析的有效程度。

i. 挠度

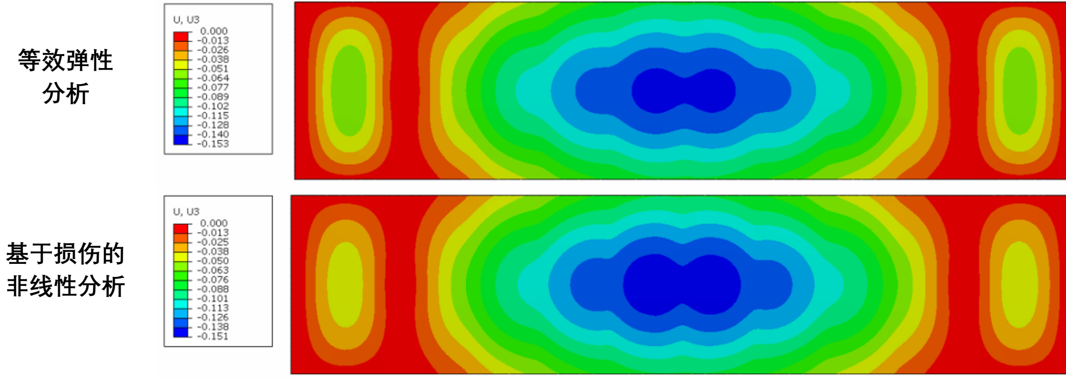


图 6.3.26 21 层连接板挠度对比分析

ii. 混凝土应力

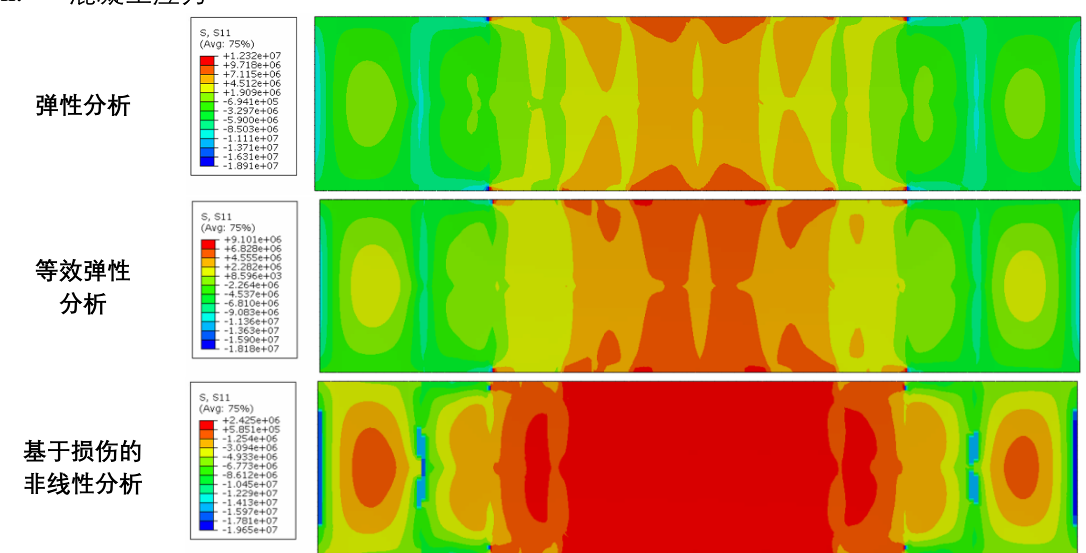


图 6.3.27 21 层连接板混凝土下曲面 S11 对比分析

iii. 钢筋应力

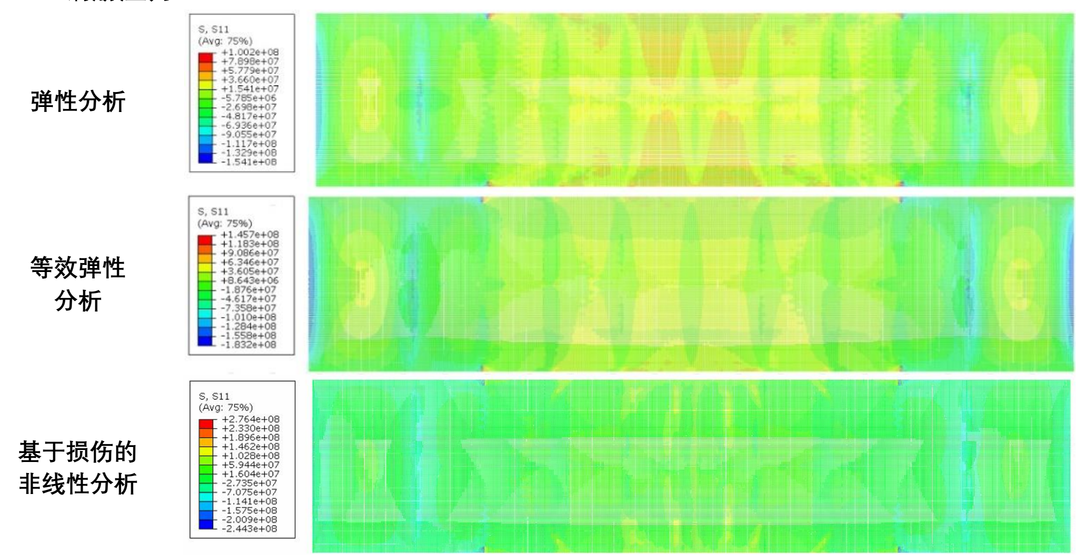


图 6.3.28 21 层连接板板底钢筋应力对比分析

iv. 钢桁架应力

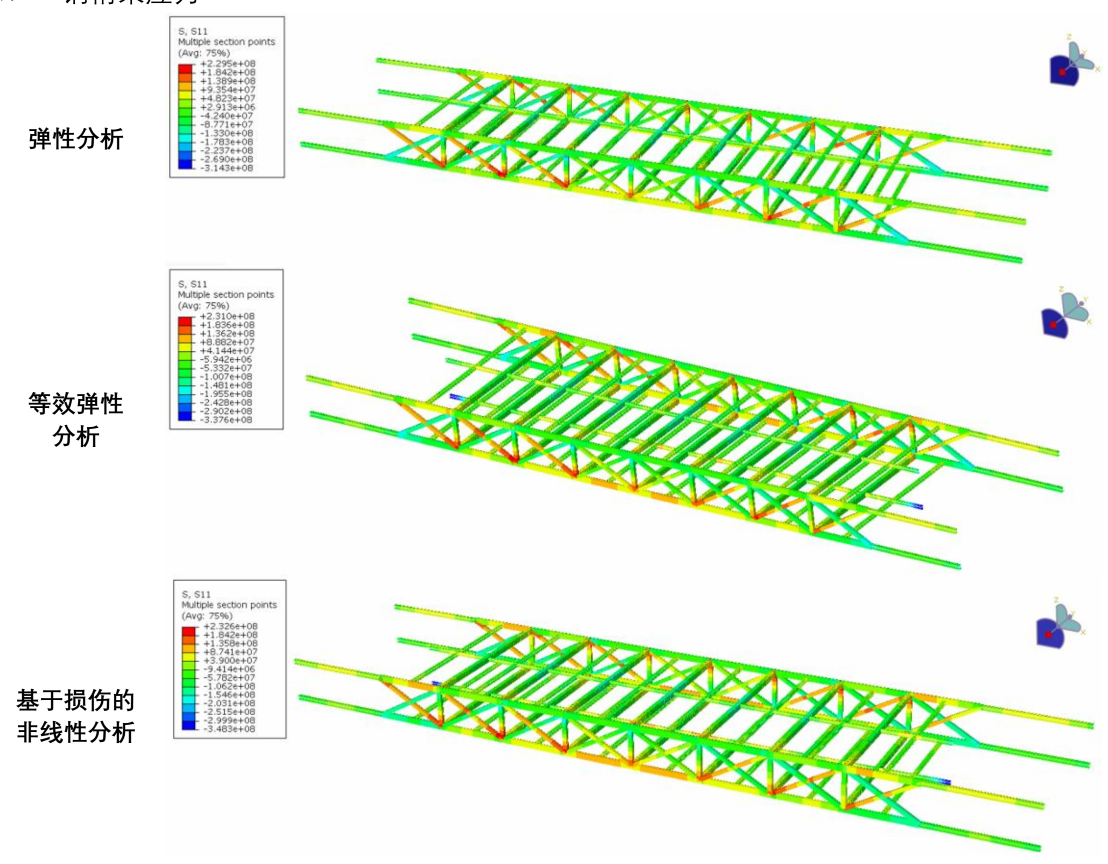


图 6.3.29 钢桁架应力对比分析

图 6.3.27~图 6.3.29 所示的对比分析表明，按最大等效挠度确定的受损混凝土有效弹性模量进行等效弹性分析可以基本实现连接板和钢桁架之间的内力重分布，二者之间的力学行为接近于非线性分析。然而，等效弹性分析仍假定钢筋和周边混凝土完全粘结，并不能有效地模拟断面开裂处的混凝土和钢筋之间的内力重分布。钢筋应力分布似乎接近于弹性分析。当取刚度折减系数 $R = 0.35$，内力重分布效应将得到改善，见图 6.5.8 所示。

6.3.3 重力荷载分析小结

综上分析，弱刚接连体结构的钢连接桁架和混凝土连接板的受力特性以及设计方法可以大致归结于如下几个方面。

1. 在重力荷载作用下，上下层连接板和连接桁架相当于一根格构式箱型梁。上层连接板相当于箱型梁的顶板，下层连接板相当于箱型梁的底板。
2. 在使用极限状态下，连接板带裂缝工作。尤其是最下层的连接板，在桁架下弦杆的共同作用下，将发生严重的、大面积的弥散裂缝。构件刚度将发生较大幅度的降低。
3. 连接板的刚度劣化将引起连接板的混凝土与钢筋之间的内力重分布以及连接板与钢桁架之间的内力重分布。前者，内力从混凝土流入钢筋。后者，内力从混凝土连接板流入钢桁架。非线性分析是计入内力重分布的最佳分析方法。
4. 按基于损伤原理的刚度折减，把混凝土的弹性模量折减为有效弹性模量，进行等效弹性分析，可以比较清晰地反映混凝土连接板和钢桁架之间的相互作用，内力流向，体现了内力重分布效应。
5. 等效弹性分析方法，简单、直观、容易实现。但合理确定受损混凝土的有效刚度，需要结构工程师深厚的理论基础和工程经验的支持。

6.4 输入地震动

6.4.1简明流程

1 按震级大小、震源机制、震源深度、接收地震波台站的场地特性、震中距等参数，挑选一组（五条）与场地安评报告提供的参数一致或接近的地面运动加速度记录，组成候选地震动集合中的天然波。

2 确定地震动分量的主方向。

3 按设防烈度确定目标反应谱。

4 按候选地面运动加速度记录反应谱与目标谱的拟合程度和调幅系数的大小，确认或剔除及替换候选波，把候选地震动集合更新为输入地震动集合。

5 对输入地面运动加速度记录的反应谱进行调幅，使其谱值在设计感兴趣的周期段范围内大于等于目标谱的谱值。

6.4.2选取准则

1) 一般要求

a) 用于时程分析的天然波应从实际的地面运动加速度记录波中选取。每一条记录波至少由两个水平分量组成。当结构及部分结构对竖向加速度敏感时（如水平长悬挑结构或某些敏感的设备区域），还宜包括竖向分量。

b) 选取不少于五条地面运动记录波，组成结构时程分析候选波集合中的天然波。

c) 候选天然波的地震学特征，如震级、震源特性、断层破裂长度、震中距等应与结构设计感兴趣的周期段范围内，有卓越贡献的潜在震源区活动断层的规模和特性一致或合理一致；实测记录台站的场地类别应与拟建场地的类别一致或合理一致。

2) 目标谱及其拟合比例系数

a) 本研究报告按广东省性能化设计规程推荐的设计谱形状参数，按设防烈度建立阻尼比 5%的反应谱作为目标谱，记作SA_{target}。

b) 定义每一条候选（天然）波中，PGA 较大的分量为主分量。

c) 按阻尼比 5%，把主分量的 PGA 调整至设防烈度规定的设计基本地震加速度值，绘制加速度反应谱，计算每一条候选波反应谱$SA_{\text{component}}$。

d) 目标谱是大量地震波反应谱光滑化，且具有几何平均意义上的反应谱。地震危险性分析中所有的潜在震源对谱曲线都具有贡献。也就是说，不同的记录波对不同的周期段具有不同的贡献。因此，输入波集合中的地震波需要在振动主轴方向上第一周期为参考点的周期段内，使用波形拟合系数k_1调整反应谱幅值，拟合目标谱。本报告参考新西兰抗震规范，设定感兴趣的周期段T_{range}为

$$T_{\text{range}} = T_{\max} - T_{\min} = 1.4T_1 - 0.3T_1 \qquad (6.4.1)$$

e) 通过试算，确定每一条候选波主分量的波形拟合系数k_1，使误差函数D_1在感兴趣的整个周期段上，在最小均方误差意义上满足拟合要求。即

$$D_1 = \sqrt{\frac{1}{(1.5-0.4)}\int_{0.4T}^{1.5T}\left[\log\left(\frac{k_1 SA_{\text{component}}}{SA_{\text{target}}}\right)\right]^2 dT} \le \log(1.5) \qquad (6.4.2)$$

f) 当满足式（6.4.2）的要求，认为候选波反应谱与目标谱具有较好的相似性。否则，应考虑换波，更新候选波集合。重复第 e)条的计算，最终建立输入波集合。

g) 定义输入波的调幅系数$k \ge k_1 \cdot k_2$。其中，k_2按下式计算，

$$k_2 \geq \frac{\text{basic ground motion acc. on seismic intensity}}{k_1 \cdot \text{PGA}_{\text{principle}}} \tag{6.4.3}$$

h) 合理选择k_2，使调幅系数$k=(k_1k_2)_{\text{p}}$与SA_{priciple}的乘积不低于基本地面运动加速度，并满足在感兴趣的整个周期段上高于目标谱。

i) 若T_1和T_2相差较大，可在振动主轴正交的方向上，重复第 4 条~第 8 条的计算，确定该方向上的波形拟合系数k_1和k_2，使调幅系数$k \geq (k_1k_2)_{\text{o}}$以及与$SA_{\text{orthognal}}$的乘积不低于基本地面运动加速度，并满足在感兴趣的整个周期段内高于目标谱。

j) 取调幅系数$k=k_1k_2$为两个方向上的大值，

$$k = k_1k_2 = \text{greater of}\left[(k_1k_2)_{\text{p}},(k_1k_2)_{\text{o}}\right] \tag{6.4.4}$$

输入波的 PGA 调整为$k \cdot \text{PGA}$。调整后的波形，沿两个主方向，其反应谱曲线在感兴趣的整个周期段上都超过目标谱，确保输入地震动大小合理安全。

6.4.3输入地面运动加速度记录

本报告的重点是通过理论和算例分析，研究弱连接体的抗震性能。暂且仅取一条美国加利福尼亚 1933 年 3 月 10 日的长滩地震的地面运动记录波作为输入地震波，进行动力非线性分析。地震波信息见表 6.4.1 所示。

表 6.4.1 输入地震波信息

编号	地震名称	发震日期	断层性质	站台名称	震级	震源深度	加速度峰值 PGA	持续时间
L0061	LONG BEACH CA	1933.3.10	走滑型	CMD BLDG. VERNON	6.4M$_W$	10km	151gal	98s
L0062							125gal	

根据上述长滩地震原始记录波的反应谱以及目标设计谱（8 度设防），按式（6.4.1）~式（6.4.4）计算，得误差函数$D_1=0.165<\log(1.5)$，拟合系数$k_1=0.99$，调幅系数$k=1.07$。即，小震分析时，加速度峰值调整至$\text{PGA}=70\times1.07=75\text{gal}$；中震分析时，调整至$\text{PGA}=200\times1.07=214\text{gal}$；大震分析时，调整至$\text{PGA}=400\times1.07=428\text{gal}$。

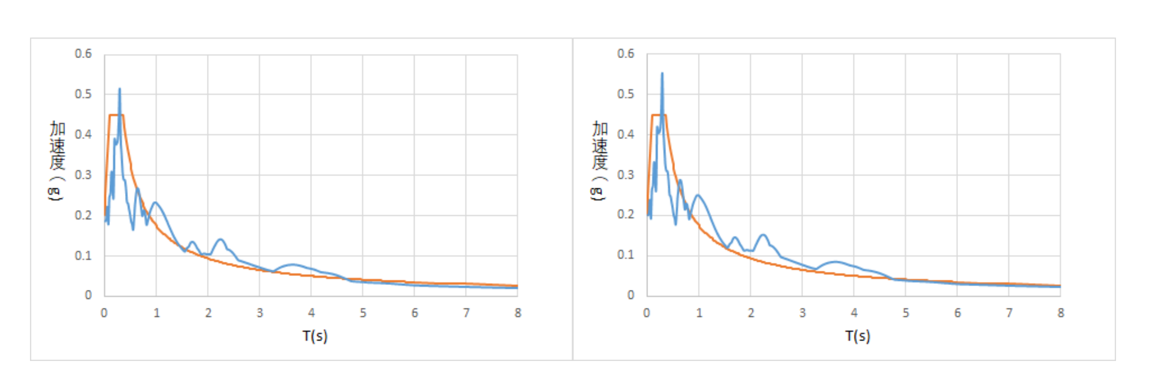


图 6.4.1 按设防烈度 200gal 调幅　　**图 6.4.2 按 214gal 调幅**

6.5 连接体的抗震分析与设计

连接板的刚度折减系数 $R=0.35$。按规范对连体结构进行小震反应谱分析，按 CQC 组合确定主体结构构件的配筋。按第 6.4 节，对编号 L0061 记录波进行调幅后，作为输入地震波。按第 4.2.4 节，本算例取沿 Y 向和 Z 向（竖向地震作用，PGA 取 Y 向的 0.65 倍）输入模型进行小震弹性，中震、大震非线性时程分析。本小节叙述连接板的地震反应、配筋设计以及性能评估。第 6.6 节叙述主体结构的性能评估。

6.5.1 钢筋混凝土连接板

1) 变形特征分析

图 6.5.1~图 6.5.3 给出了有效持续时间段内，高塔端和低塔端的水平位移以及它们的位移差的时程曲线。

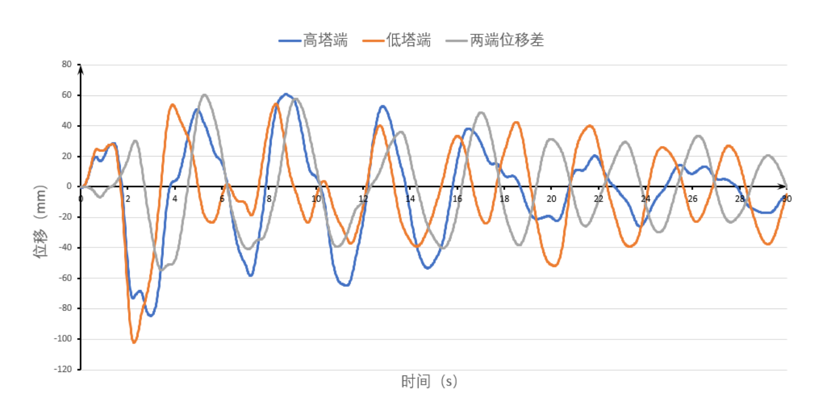


图 6.5.1 连接板二端 Y 向水平位移及位移差（小震弹性分析）

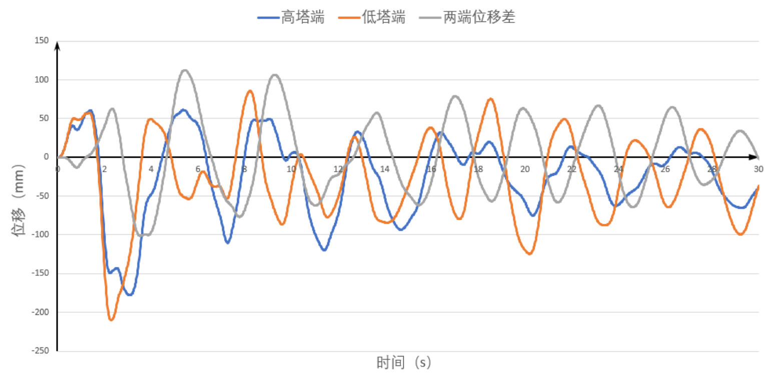


图 6.5.2 连接板二端 Y 向水平位移及位移差（中震非线性分析）

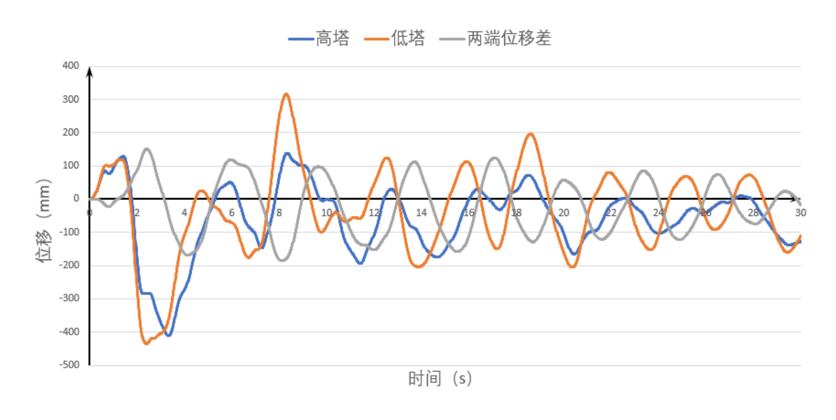


图 6.5.3 连接板二端 Y 向水平位移及位移差（大震非线性分析）

表 6.5.1 汇总了各设防水准时程分析法得到连接板二端相对位移差的比较。表中第一大栏中的小震时程分析得到连接板二端的位移差为 60mm。显然，它由连接板变形和刚体转动共同组成。强制性刚性楼板假定不成立。大震非线性分析表明，二端的位移差达到 185mm，约为小震弹性分析 3 倍。连接板强烈变形，应给予充分重视。表中未计入小震 CQC 组合的计算结果。关于这一点，将在第 6.5.1-3）小节详细讨论。

表 6.5.1 连接板二端水平位移差（Y 向，$R = 0.35$）

小震弹性时程		中震非线性时程		大震非线性时程	
位移差（mm）	时刻（s）	位移差（mm）	时刻（s）	位移差（mm）	时刻（s）
60	5.26	113	5.44	185	8.12

为了估计图 4.1.1（c）水平剪切变形对表 6.5.1 所示综合位移差的贡献，在图 6.1.1 三维分析模型的基础上，约束沿 X 轴平动和绕 Z 轴转动自由度。沿 Y 向和 Z 向输入地震波，对二维模型进行大震非线性时程分析。图 6.5.4 为连接板二端水平剪切变形的时程曲线。图 6.5.5 为 $t = 2.88$s 和 $t = 3.46$s 水平剪切变形的截屏。若连接板发生二端位移差的纯剪应变，最大水平剪应变 $\gamma = 0.00178$，剪应力 $\tau = 0.35G\gamma = 8.1$MPa 。与之对比，三维模型非线性分析表明，混凝土应力 S12 最大值 $\tau = S12 = 4$MPa，仅分布在支座区域局部范围，满足剪应力截面约束条件。尽管二维分析结果远大于三维分析，但它提示了，（1）使用时程分析结果进行连接体设计的必要性，（2）连接板部分区域有可能发生水平细微斜裂缝。这表明了连接板双层双向，相同配筋的必要性。

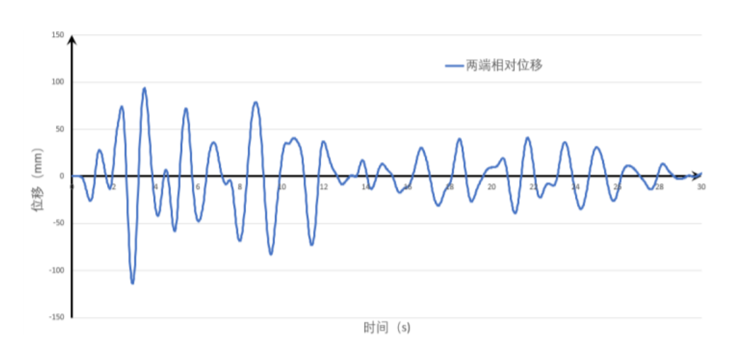
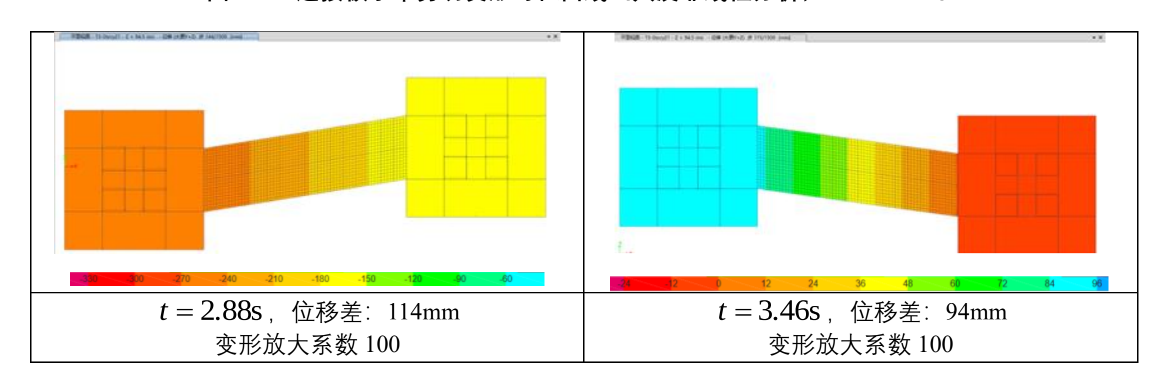


图 6.5.4 连接板水平剪切变形时程曲线（大震非线性分析，$R = 0.35$）



$t = 2.88$s，位移差：114mm 变形放大系数 100	$t = 3.46$s，位移差：94mm 变形放大系数 100

图 6.5.5 21 层连接板水平剪切变形（大震非线性分析，$R = 0.35$）

连接板二端主塔处于前后反向运动时，连接主塔竖向构件的连接板四个角点将发生不同方向（向上或向下）的竖向位移，连接板将发生如图 4.1.1（f）所示的翘曲变形。表 6.5.2 列出数据表明，即使是大震作用，由地震工况引起的翘曲相对竖向位移差值仅为毫米级的，缺乏工程意义。

表 6.5.2 21 层连接板四个角点的竖向位移（小震工况，$t = 6\text{s}$， $R = 0.35$）

观测点位置	角点 1（左上）(mm)	角点 2（左下）(mm)	角点 3（右上）(mm)	角点 4（右下）(mm)
竖向位移	-1.28	1.28	1.57	-1.57

图 6.5.6 直观地给出了大震非线性分析的连接板三维变形的截屏。综合以上分析，弱刚接连体结构连接板的控制变形为竖向和水平整体弯曲变形叠加水平剪切变形。也就是说，按变形特征，连接板相当于一根刚度适当折减的梁式构件。

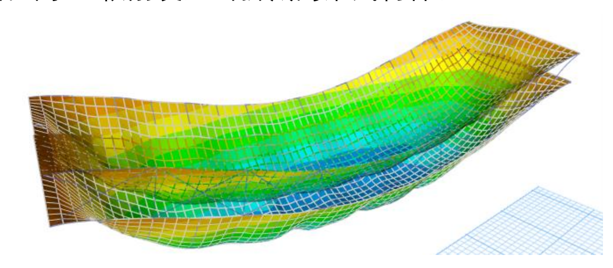


图 6.5.6 连接板三维变形（大震非线性分析，$t = 6\text{s}$， $R = 0.35$，变形放大系数 100）

2) 钢筋层应力分布

为简洁起见，仅复核第 21 层连接板正截面强度。把钢筋应力 S11 记作$\sigma_{1,\text{S}}$或$\sigma_{1,\text{M}}$，分别表示小震主拉应力组合设计值和大震组合标准值。图 6.5.7 和图 6.5.8 分别取$R = 1$和$R = 0.35$重力荷载作用下的应力标准值分布图。图 6.5.9 为小震弹性时程分析（$R = 0.35$）组合效应设计值分布图，图 6.5.10 为大震非线性时程分析（$R = 0.35$）组合效应标准值分布图。

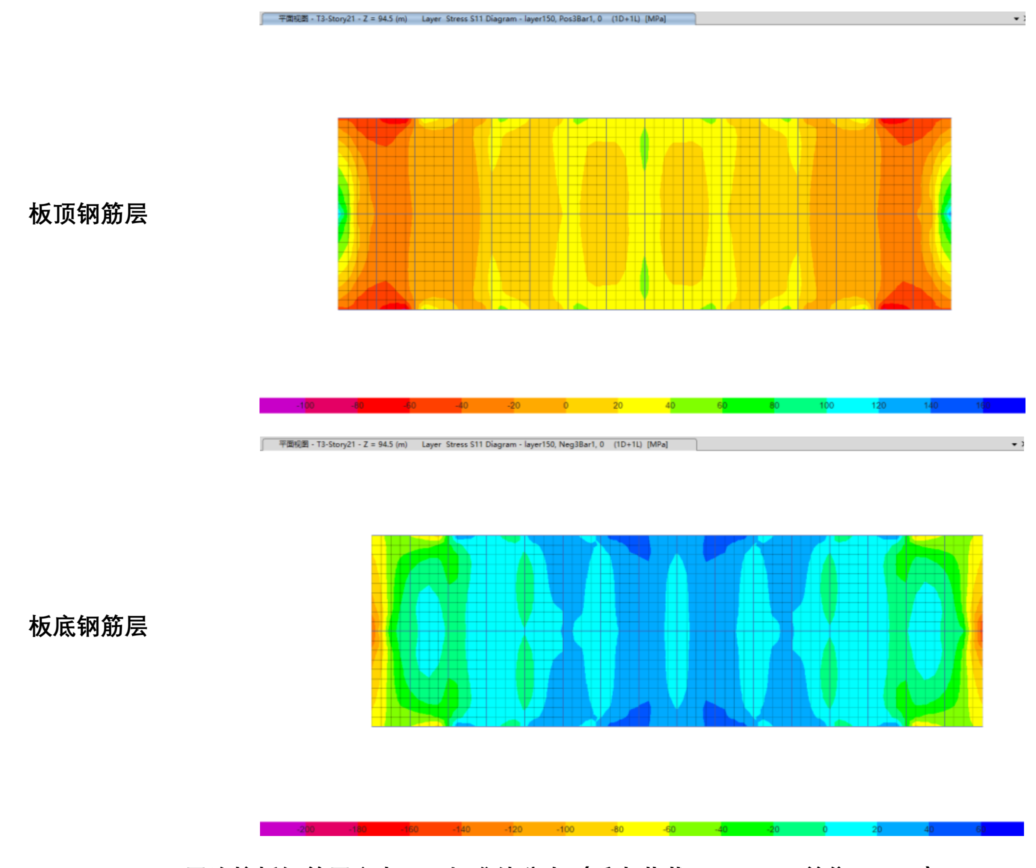


图 6.5.7 21 层连接板钢筋层应力 S11 标准值分布（重力荷载，$R = 1$，单位：MPa）

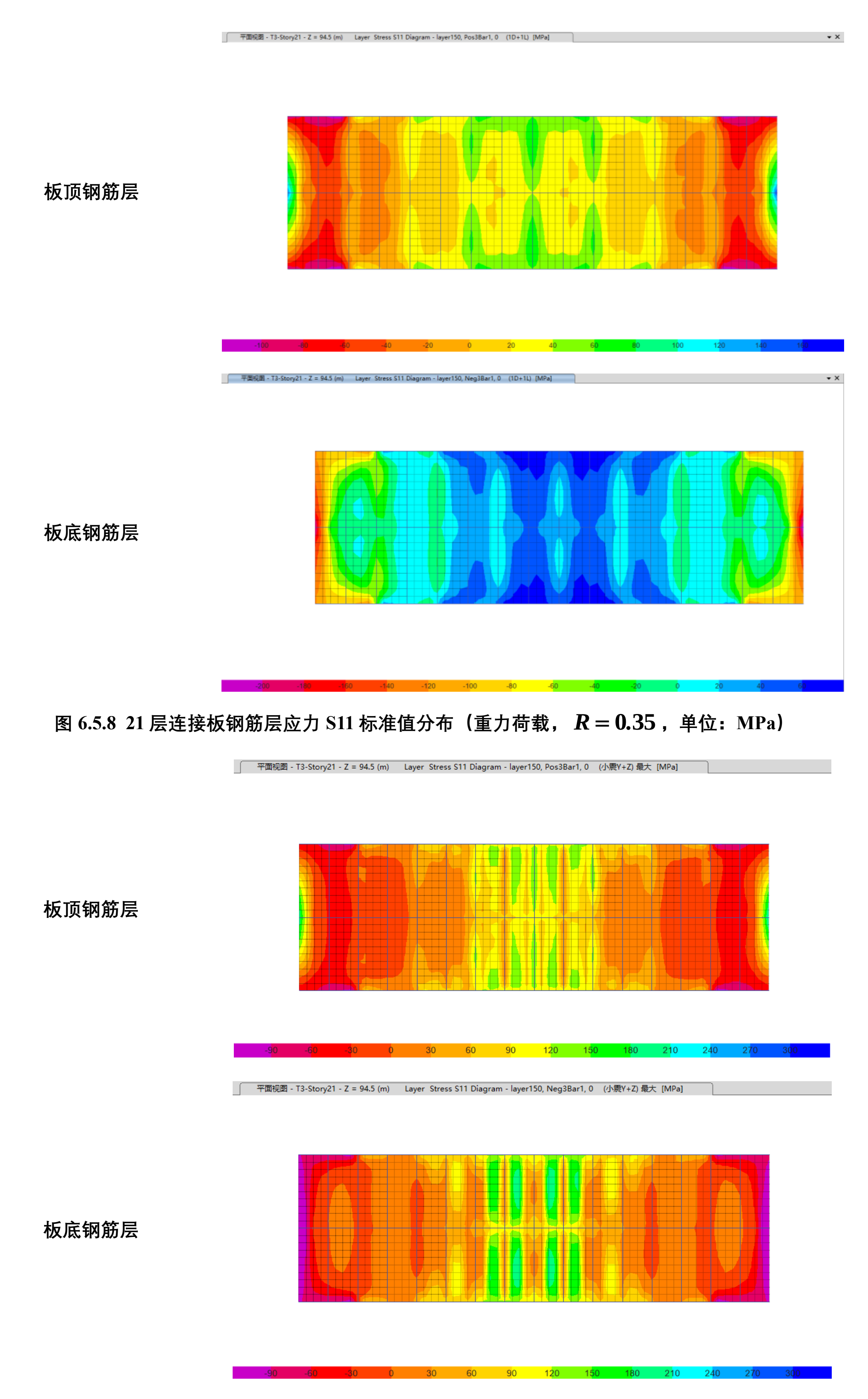
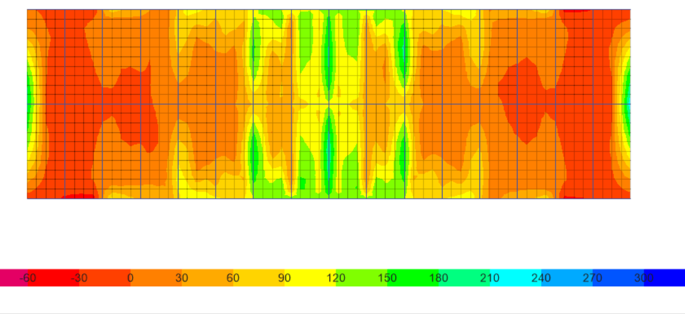


图 6.5.9 21 层连接板钢筋层应力 S11 组合效应标准值分布（小震弹性时程，$R=0.35$，单位：MPa）

板顶钢筋层



板底钢筋层

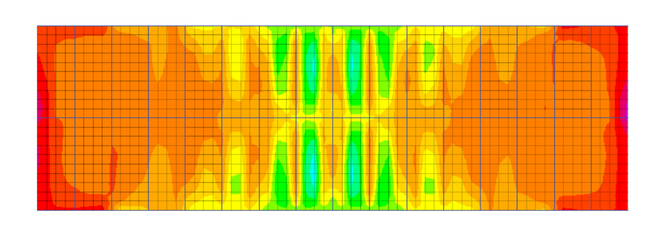


图 6.5.10 21 层连接板钢筋层应力 S11 组合效应标准值分布（大震非线性时程，$R = 0.35$，单位：MPa）

图 6.5.7 和图 6.5.8 充分反映了刚度折减引起混凝土和钢筋之间的内力重分布。图 6.5.9 和图 6.5.10 表明，小震和大震的钢筋应力最大值没有发生实质性的变化，但非线性分析的最大值的分布范围有明显扩大。这是典型的内力重分布现象，值得理解和深刻思考。

3) CQC 和小震时程钢筋层应力的比较

反应谱没有相位。反应谱 CQC 组合是在确定了各个振型的最大值以后，按照随机振动理论的自相关系数和互相关系数对节点的振型反应进行完全二次项平方根的组合方式（CQC）。它是一种极其方便的近似分析方法，得到广泛应用。一般地说，反应谱法 CQC 振型组合的分析精度能满足房屋工程设计的要求。

CQC 组合的基本假定为，系统输入端的随机地面运动为各态历经的平稳高斯过程，输出端也为平稳的高斯过程。从振型分解的角度，它是某一个节点的振型反应。其主要缺陷大致如下。(1) 组合后的振型反应（位移或内力等物理量）失去方向性，不能使用它们来计算其它物理量。(2) 构件的内力可使用振型位移得到的振型等效外力来求取，但力系将不再保持平衡。基于以上叙述，涉及到二个或多个节点的相对位移（如层间位移，扭转位移比等），无论是先组合、后求取还是先求取、后组合，CQC 的结果均不符合“一个节点”的基本假定。为了规避 CQC 组合的理论缺陷，规范采用了规定水平力方法来求取层位移、层间位移、扭转位移比等设计指标，判别结构的整体抗震性能。然而，规定水平力是把振型组合后的地震力作为结构承受的等效水平外力，其分析方法与振型组合理论仍有所偏差，得到设计指标值与构件内力之间也并没有直接的关联。对于本算例来说，更明确地说，使用连接板二端层位移直接相减来确定位移差或通过振型位移差的 CQC 组合得到的连接板二端之间的位移差均不符合其基本假定。它们与构件内力之间没有关联性。与之相反，振型分解时程分析法是一种确定性的、结构弹性反应的仿真分析。连接板二端的位移差是实时的（图 6.5.1~图 6.5.3），它与构件的内力直接相关。这就是表 6.5.1 中未列出小震 CQC 组合连接板二端位移差的原因。

按上述对 CQC 法的解读，本报告认为，对于承受复杂变形的薄弱连接板，有必要对 CQC 组合得到的钢筋层应力大小以及分布，使用时程分析法进行安全性验证。图 6.5.11 给出第 21 层连接板 CQC 法和时程分析法得到的板底钢筋层地震工况的应力（S11）分布。

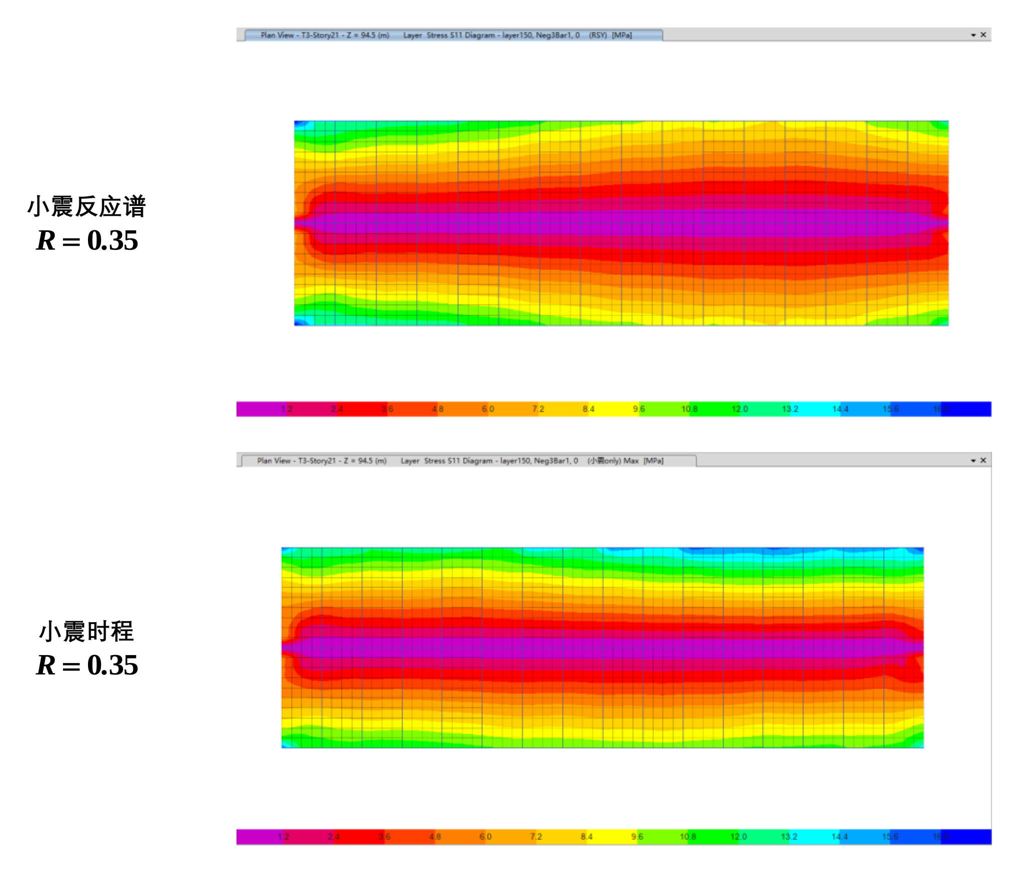


图 6.5.11 21 层连接板板底钢筋层应力 S11 地震工况标准值分布（单位：MPa）

它们清晰表明，（1）水平地震作用下，连接板的受力性能近似相当于一根长度沿 x 方向的水平梁。（2）反应谱法和时程分析法得到钢筋层应力的最大值基本接近，都在 12MPa 左右。分布也基本相似，沿 y 方向表现出明显的应力梯度。连接板进深的中点基本上为中和轴的位置。（3）在连接板跨中区域，进深方向的前后二个区域，二者之间有明显的区别。颜色标尺显示，时程分析法的高应力分布区域要明显大于 CQC 组合法。约相差 4~6MPa，为 1.5~2 倍左右。（4）图 6.5.7 重力荷载作用下的第 21 层连接板板底钢筋的应力（S11）分布图表明，跨中区域的最大应力约为 40MPa~60MPa，起控制作用。与之比较，地震工况仅为重力荷载工况的 1/4~1/5 左右。因此，尽管 CQC 与时程分析法的钢筋应力大小和分布有所差别，对本案例来说，对连接板的配筋设计尚无发生实质性的影响。（5）若地震工况起控制作用，二者之间应力存在 1.5~2 倍左右的差别，应予以足够的重视。也就是说，使用时程分析法进行连接板配筋的安全性验证是必要的。（6）顺便提示，混凝土连接板前后二侧与钢桁架弦杆之间，应严格按规范规定布置栓钉、加强连接。

4) 配筋复核

楼板一般都能满足剪切弹性的要求，以下，仅给出 21 层连接板正截面的配筋复核。

i. 小震作用效应组合

按小震反应谱分析，承载能力极限状态，进行正截面强度复核。其效应组合公式为

$$\sigma_{1,S} = 1.3\sigma_{1,G} + 0.65\sigma_{1,L} + 1.4\sigma_{1,SE} \tag{6.5.1}$$

式中，$\sigma_{1,S}$ 为小震钢筋层主拉应力设计值。$\sigma_{1,G}, \sigma_{1,L}, \sigma_{1,SE}$ 分别为静荷载，活荷载以及小震（CQC）单工况的钢筋层主拉应力标准值。

ii. 正截面强度复核

普通钢筋混凝土楼板需满足强度要求，受拉区钢筋层主拉应力设计值 $\sigma_{1,S}$ 不大于钢筋层抗拉强度设计值。 当双层双向配筋相同且均匀时，正截面纵向钢筋设计公式为

$$\sigma_{1,S} \le \frac{1}{\gamma_{RE} h_s}\left(\frac{f_y A_s}{s}\right) \tag{6.5.2}$$

式中，$\gamma_{RE} = 0.75$ 为承载力抗震调整系数。h_s 为上下二层钢筋层的距离，A_s 为间距 s 范围内受拉区钢筋的面积；f_y 为钢筋抗拉强度设计值。经验算，连接板配筋满足小震弹性的性能水准。

iii. 大震性能复核

大震后，连接板应能继续承受重力荷载作用，保持结构完整性。大震时，结构已经明显进入塑性状态，线性叠加原理不再适用。大震作用效应的组合应该是重力荷载和地震作用一起施加到计算模型上进行非线性分析得到的效应。连接板大震性能为不屈服。当双层双向配筋相同且均匀时，其正截面不屈服计算公式为

$$\sigma_{1,M} \le \frac{1}{h_s}\left(\frac{f_{yk} A_s}{s}\right) \tag{6.5.3}$$

式中，$\sigma_{1,M}$ 为大震作用效应组合的最大主拉应力标准值，从大震非线性分析结果中获得。f_{yk} 为钢筋抗拉强度标准值。经验算，连接板配筋满足大震钢筋不屈服的性能水准。

6.5.2 钢连接桁架

1) 小震应力比

取刚度折减系数 $R = 0.35$，按小震承载能力极限状态，使用式（6.5.1）进行效应组合，验算正截面强度。图 6.5.12 给出钢连接桁架 21 层结构平面和侧立面的钢构件小震正截面应力比，均小于 1.0，性能水准 OP，达到预期的小震不坏。



图 6.5.12 钢连接桁架小震（CQC）应力比（$R = 0.35$）

2) 大震应力比

取刚度折减系数 $R = 0.35$，进行大震非线性分析。图 6.5.13 给出钢连接桁架第 21 层结构平面和侧立面钢构件大震正截面应力比，均 ≤ 1.0，达到预期大震不屈服的性能水准。

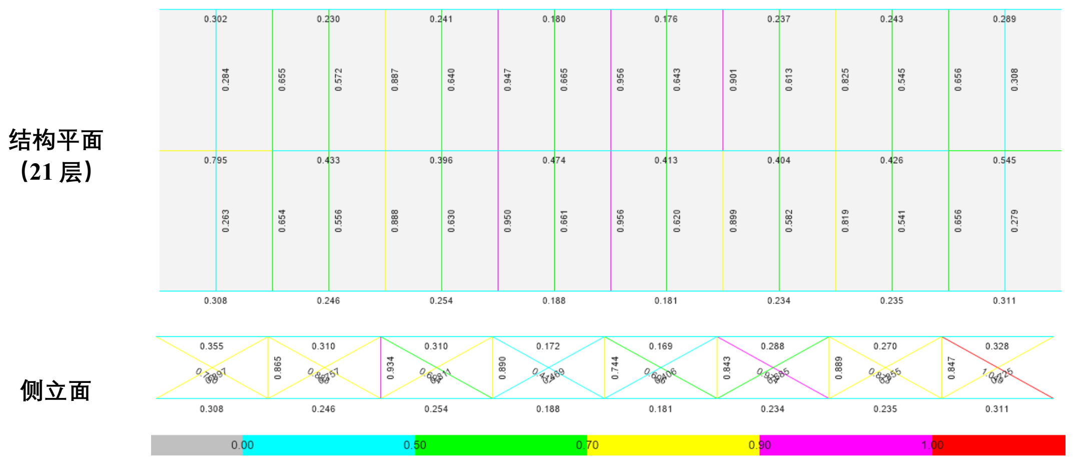


图 6.5.13 钢连接桁架大震应力比（$R=0.35$）

6.5.3 内力重分布效应以及连接体技术经济指标

作为比较，按当前的设计习惯，取刚度折减系数 $R=0$，完全不计混凝土楼板的刚度贡献，进行小震反应谱分析（CQC 组合）和大震非线性分析。图 6.5.14 和图 6.5.15 分别给出它们的应力比。

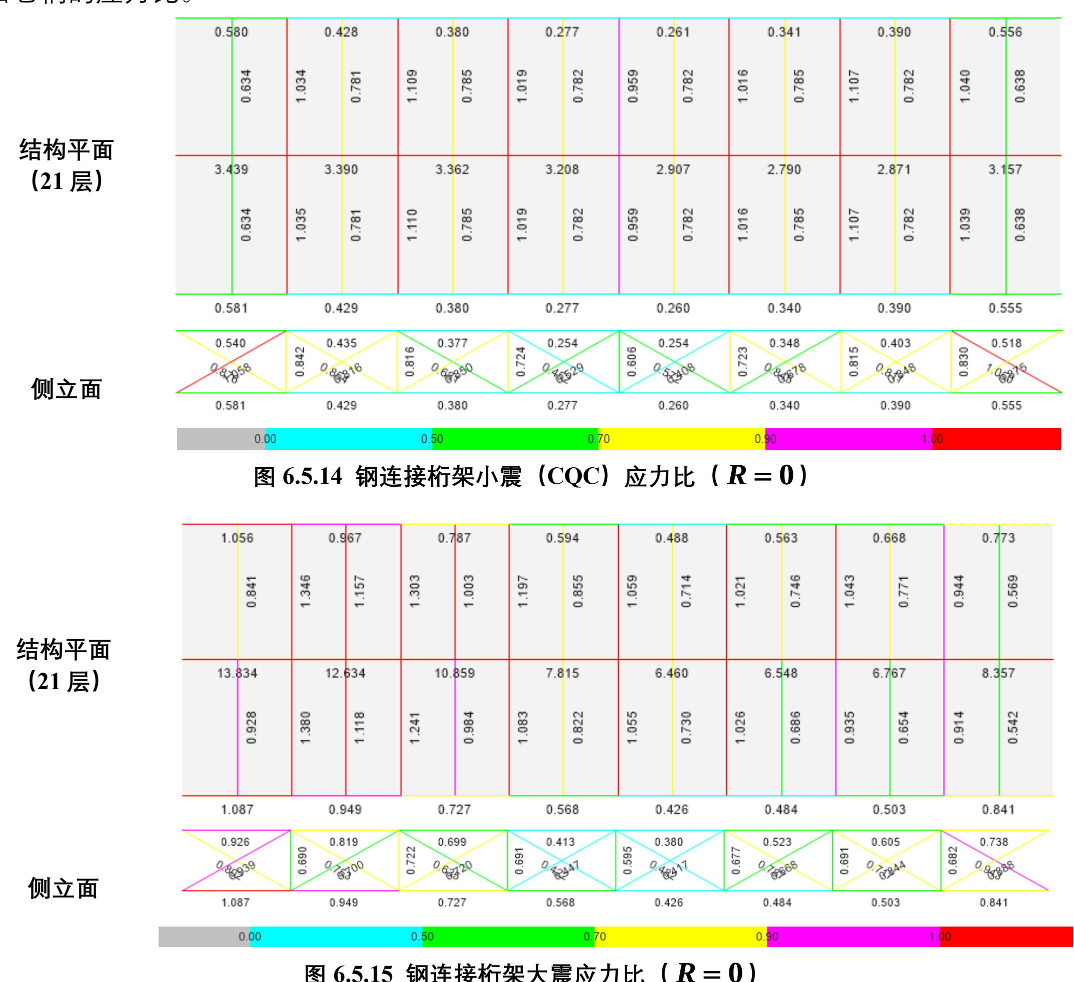


图 6.5.14 钢连接桁架小震（CQC）应力比（$R=0$）

图 6.5.15 钢连接桁架大震应力比（$R=0$）

图 6.5.14 和图 6.5.15 与图 6.5.12 和图 6.5.13 比较，应力比明显增大。尤其是纵横方向的钢梁，应力比远远大于 1。也就是说，若按常规设计，略去全部混凝土的贡献，必须增加水平钢斜杆形成水平钢桁架的结构方案才有能满足设计要求，将较大程度地增加用钢量和

施工难度。

表 6.5.3 列出了不同刚度折减系数 R 不同的取值，在小震、大震作用下，第 21 层连接板板底混凝土，钢筋层跨中区域的最大应力以及钢桁架构件的最大应力比。表中，板底混凝土拉应力项列出的 2.39MPa 为 C40 混凝土的抗拉强度标准值。$R=1$ 和 $R=0.35$ 以及小震和大震对内力重分布效应的影响主要反映在最大应力分布区域的大小。表中数据清晰地反映了混凝土刚度劣化引起的内力重分布效应，说明了合理考虑楼板刚度折减的必要性。

表 6.5.3 内力重分布效应（第 21 层连接板及其钢构件）

		$R=1$		$R=0.35$		$R=0$	
		小震	大震	小震	大震	小震	大震
板拉应力 S11(MPa)	板底混凝土层	2.39	2.39	2.39		—	—
	板底钢筋层	170~190	190~210	180~200	200~220	—	—
钢构件应力比	钢桁架下弦杆	0.29	0.27	0.30	0.32	0.58	1.08
	21 层结构平面钢横梁	0.80	0.94	0.80	0.96	1.03	1.38
	21 层结构平面钢纵梁	0.48	0.63	0.50	0.79	3.43	13.83

按上述对连接体以及连接板的综合分析，本算例至少清晰地表明了以下几点。

1. 按目前使用“零刚度板”完全不考虑混凝土贡献的设计手法是极其粗糙的。连接板将是一个由混凝土板与水平钢桁架组合的结构方案。此方案增加用钢量。粗糙、简单的设计方法将引起结构方案的过分安全，费工、费时、耗材，造成技术经济指标的恶化。
2. 考虑内力重分布的最佳方法是非线性分析。按通过刚度折减得到有效刚度进行等效弹性分析，直观、简单。只要刚度折减系数 R 取值合理，也能基本实现内力重分布。
3. 按混凝土拉、压不对称的受力特性叠加连接板的复杂变形，合理折减连接板刚度是必要的。在实际工程设计中，可以考虑取连接板的刚度折减系数 $R=0.35\sim0.25$，体现内力重分布效应，提高钢构件的外力承担比例。
4. 弱连接板的整体竖向弯曲和水平弯曲为控制变形的特征表明，其受力性能相当于一根刚度经适当折减的梁式构件。在结构设计中，有经验的结构工程师可以依此来估算连接板的受力状况和配筋设计，以判别有限元分析结果的大致范围。
5. 根据结构动力学理论，对于地震工况起控制作用的情况，使用时程分析法对 CQC 组合得到的配筋设计进行安全性验证是必要的。
6. 按本报告的设计理念，不仅连接体结构方案合理，施工方便。而且，通过精细化分析，使连接体的用钢材量得到了大幅度的改善。
7. 本算例的计算结果表明，对于弱刚接连体结构的连接体的设计，重力荷载的使用极限状态的分析也许将起到控制作用。

6.6 主体结构的抗震分析与性能评估

6.6.1 小震分析

按规范进行 8 度设防小震反应谱分析，取连接板刚度折减系数 $R = 0.35$，双向地震输入。分析结构控制性参数，评估弱连体结构的扭转性能，确定主体结构构件的配筋。主要结果简述如下。

1) 主要总体指标

连体结构所有指标满足 JGJ 3—2010 和本报告目标性能表（表 2.1）的有关规定。主要总体指标汇总列于表 6.6.1。

表 6.6.1 连体结构主要总体指标汇总

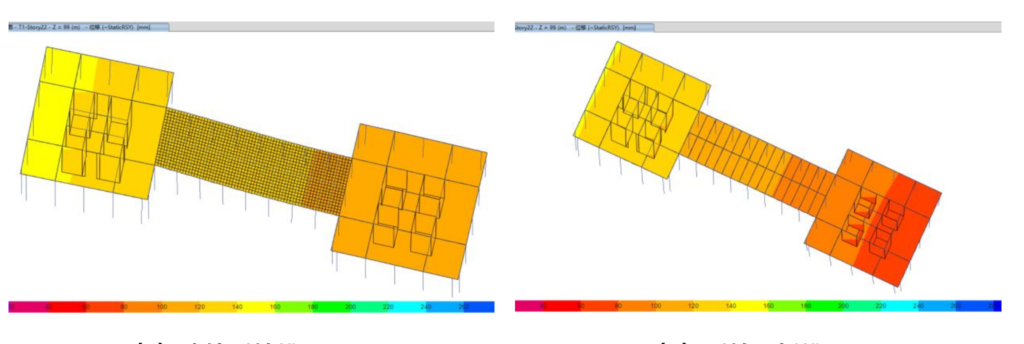
	最大层间位移角	临界屈曲因子	底部剪重比	外框柱底部剪力分担比	底部最大轴压比	
					柱	墙
X 向	1/572	18.52	2.7%	4.5%	1.01	0.40
Y 向	1/588	19.32	2.5%	4.5%		

2) 扭转位移比评估

按图 6.2.1 和图 6.2.2 所示的连体结构第一扭转周期三维振型和第二扭转周期三维振型以及设计经验判别，最大位移比应发生在主体结构的底部。然而，表 6.2.2 所列扭转位移比表明，在强制性刚性隔板模型一栏中，连体层扭转位移比达 1.4。这显然是因为不当地把连接板定义为刚性隔板，程序不当地定义了连体层的刚度中心，造成对结构扭转规则性的误判。图 6.6.1 给出了连体层二个模型的转动示意图。

表 6.6.2 连体层和主体结构底层扭转位移比（Y 向地震作用±5%偏心距）

	分块刚性模型				整体强制刚性隔板模型	
	高塔		低塔			
	底层	连体层	底层	连体层	底层	连体层
扭转位移比	1.1	1.03	1.1	1.02	1.56	1.4



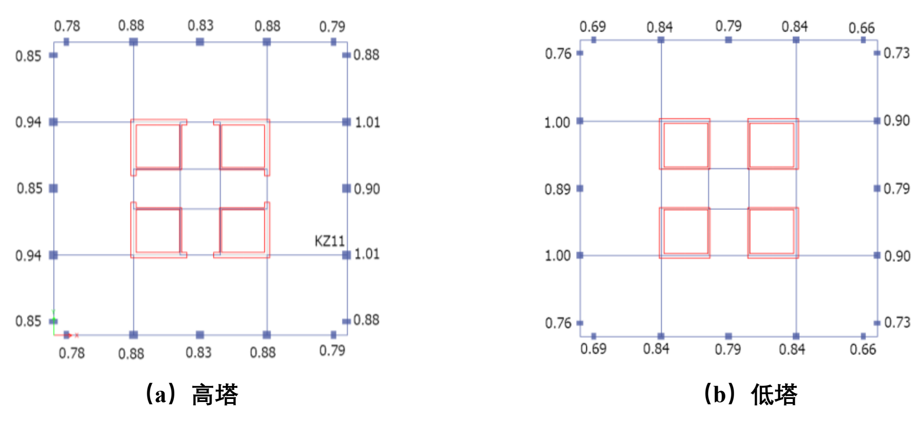
（a）分块刚性模型 **（b）刚性隔板模型**

图 6.6.1 连体层转动变形示意图（变形放大系数：1000）

3) 柱轴压比和箍筋体积配箍率

图 6.6.2 给出外框架柱的首层轴压比。图 6.6.3 给出了 KZ11 的首层配筋示意图。图中，作为连接体钢桁架连接的高塔框架柱 KZ11 的轴压比为最大，达到了 1.01。KZ11 的计算纵向配筋率为 1%。实配 36D28，配筋率为 1.4%。按规范构造要求增设芯柱，配 20D28，配筋率约为 0.8%。柱箍筋的体积配箍率按新西兰规范有限延性塑性铰区有关规定执行。即，按 NZS 3101:2006 第 10.3.10.6 条给出的矩形截面柱名义延性配箍率公式 Eq. (10-22)，Eq. (10-23)和第 10.4.7.5 条给出的矩形截面柱延性配箍率公式 Eq. (10-40)，Eq. (10-41)分别计算，

并按第 10.4.7.4.2 条的规定，取延性塑性区计算结果的 0.7 倍和按名义延性塑性区计算结果之间的大值[15]。高塔典型柱首层的计算箍筋面积为 1546mm^2，实配箍筋 D14@100，10 肢复合箍。体积配箍率为 3.36%，配箍特征值 $\lambda=0.46$，远大于 JGJ 3—2010 表 6.4.7 抗震等级一级复合箍最小配箍特征值 $\lambda=0.23$ 的要求。按过镇海[19]的研究成果，混凝土的单轴应力-应变曲线的下降段已经完全呈现了与金属材料那样的高位延性段。



(a) 高塔　　(b) 低塔

图 6.6.2 主塔首层外框柱轴压比

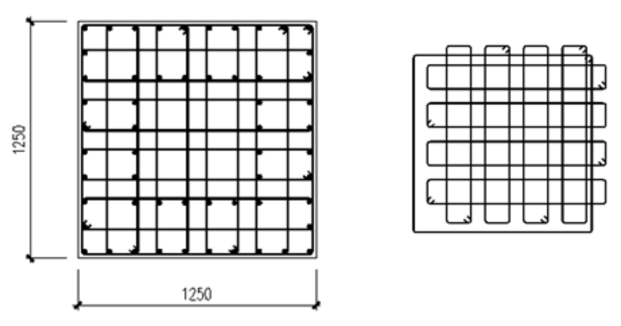
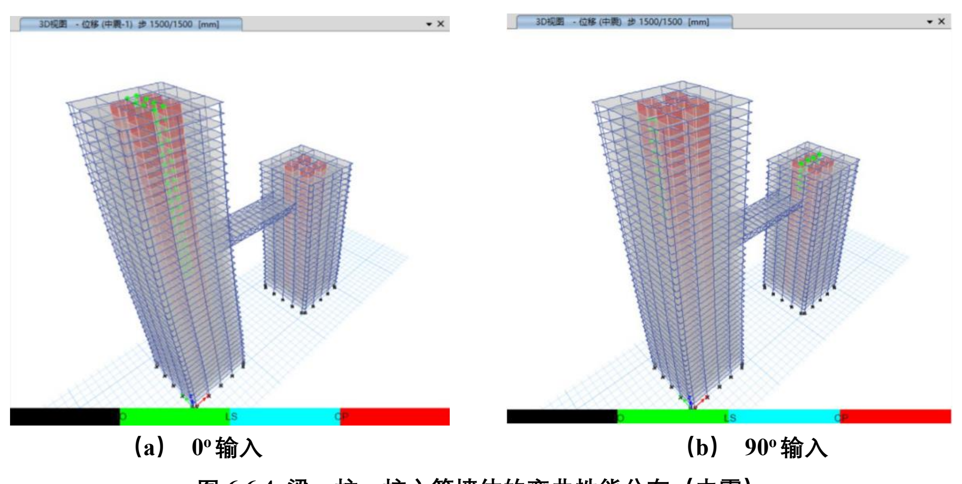


图 6.6.3 高塔典型柱首层配筋断面示意图（单位：mm）

6.6.2 中震分析

加速度峰值调整至 $\mathrm{PGA}=200\times1.07=214\mathrm{gal}$，取连接板刚度折减系数 $R=0.35$，进行中震非线性时程分析。主塔的性能水准见图 6.6.4 所示。图示色标清晰表明，除了在结构中部~上部区域连梁的性能水准为 IO，轻微损坏以外，框架梁、框架柱以及核心筒墙体的性能水准均为 OP，无损坏。剪切性能均为弹性。满足性能目标表 2.1 的中震性能目标。

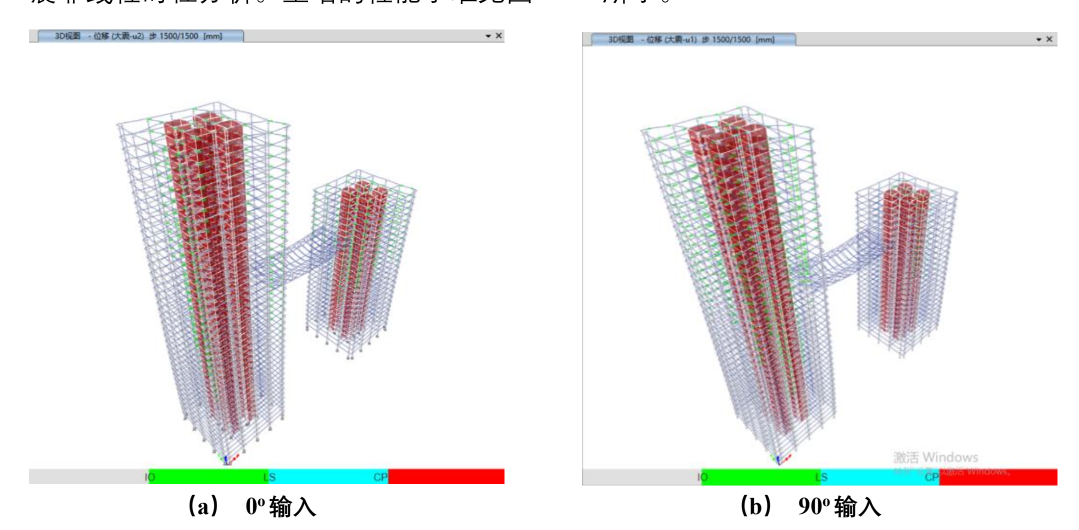


(a) 0° 输入　　(b) 90° 输入

图 6.6.4 梁、柱、核心筒墙体的弯曲性能分布（中震）

6.6.3 大震分析

加速度峰值调整至 $\mathrm{PGA}=400\times1.07=428\mathrm{gal}$ ，取刚度折减系数 $R=0.35$，进行大震非线性时程分析。主塔的性能水准见图 6.6.5 所示。



（a） 0° 输入　　　　（b） 90° 输入

图 6.6.5 梁、柱、核心筒墙体的弯曲性能分布（大震）

图示色标清晰表明，框架梁、连梁出现塑性铰，其弯曲性能水准为 IO，轻微损坏以外，框架柱以及核心筒墙体的性能水准均为 OP，无损坏。剪切性能均为弹性。主体结构满足性能目标表 2.1 的大震性能目标。

7 结论

本报告简述了弱刚接连体结构的设计现状。针对其设计的关键点，扭转性能的评估和弱连接板的分析和设计，从连接板的变形特征和混凝土本构关系作为切入点，进行了深入的理论研究。根据损伤力学理论，参考国外规范的有关条文，按本报告作者的有限经验，推荐了钢筋混凝土连接板的合理刚度折减系数。报告中，通过一个具有典型工程意义的算例，详细地展现了报告编制者的抗震设计思想体系。其主要结论如下。

1. 弱连接板的几何形体不符合刚性楼板的假定。弱连体结构扭转性能评估的合理分析模型应为分块刚性模型。使用刚性隔板模拟主体结构的楼板，使用壳单元模拟连接体楼板。本报告的研究充分表明，弱连接板在重力荷载和地震作用下，会发生明显的变形。进一步证明了，采用分块刚性分析模型模拟弱连接连体结构的必要性。
2. 连接板的主要变形形态可以分解成竖向整体弯曲变形，水平整体弯曲变形和水平整体剪切变形。同时，在二榀连接桁架之间的横梁上方，连接板还将发生局部弯曲变形。其中，连接板二端主体结构相位差的错动是发生水平整体剪切变形的主要原因。由于反应谱法不具备相位的概念，上述剪切变形应从时程分析结果中提取得到。
3. 使用极限状态下，对重力荷载作用下的连接板强度、挠度、裂缝分析，应给予必要的重视。对于弱连接板，挠度和裂缝宽度的限值有时会控制连接楼板的配筋设计。
4. 连接板与连接钢桁架组合，共同沿长度方向的发生整体弯曲变形。由于连接体钢桁架上弦杆和下弦杆变形和受力特征的不同，顶层连接板和底层连接板的应力分布大相径庭。底层连接板在重力荷载和下弦杆拉应力的共同作用下，将发生大范围的弥散裂缝，产生严重的受拉损伤，导致刚度大幅度劣化。底层连接板是连接体设计的重点控制构件。
5. 连接板的严重受拉损伤，导致板的混凝土与钢筋之间，连接板与连接钢桁架之间发生内力重分布现象。更清楚地说，混凝土的内力流向钢筋，连接板的内力流向连接钢桁架。地震作用下的连接板变形复杂。在研究领域中，重现上述内力重分布现象的最佳方法是有限元非线性仿真时程分析。然而，抗震设计关注的是，能足够近似地反映这种重分布效应，满足设计精度并能贯彻能力设计的设计原则。因此，合理确定连接板的刚度折减系数是抗震设计中的一个有现实工程意义的研究课题。
6. 损伤力学使用材料状态函数损伤变量 d 评估材料的损伤程度。损伤力学在连续介质力学的框架下，按热力学第一定律和第二定律，建立了一个理论上更加完备及合理的材料本构关系。本报告根据损伤力学基本理论剖析、解读了混凝土应力-应变曲线的内在损伤机理。以此作为理论依据，采用逆向思维，与国外设计规范协调，经验地估计一个合理的刚度折减系数，把宏观的构件截面弹性刚度折减为有效刚度来综合考虑受压损伤、受拉损伤以及开裂截面的有效高度的减小等材料的细观损伤效应。这样既避免了理论上的不完备性，又避免了繁琐的计算工作量。
7. 本报告的研究充分表明，连接板带裂缝工作是必然的，折减连接板的弹性刚度为有效刚度是必要的。而且，按损伤力学基本理论，刚度折减应包括弯曲刚度、剪切刚度以及轴向刚度。然而，折减系数 R 的具体取值是经验的、可以商榷的。当使用壳单元模拟连接板时，按作者有限经验，根据混凝土损伤力学原理以及连接板的变形特征，参考国外规范的有关条文，本研究报告推荐连接板的刚度折减系数 R 取值如下：（1）重力荷载作用（使用极限状态）：刚度不予折减，可取 $R=1$。连接板的有效刚度等于弹性刚度。即，$\bar{K}_{\mathrm{f}}=K_{\mathrm{f}}=E_0 I_{\mathrm{g}}$、$\bar{K}_{\mathrm{s}}=K_{\mathrm{s}}=G_0 A$ 以及 $\bar{K}_{\mathrm{a}}=K_{\mathrm{a}}=E_0 A$。使用 EC 2-2004 的半经验公式估计构件的裂缝分布间距和裂缝宽度以及开裂构件的平均弯曲刚度。(2)

地震作用（强度极限状态）：对于小震设防，使用反应谱法或弹性时程分析法时，可取连接板的刚度折减系数 $R = 0.35 \sim 0.25$。即，有效刚度为 $\bar{K}_{\mathrm{f}} = (0.35 \sim 0.25)E_0 I_{\mathrm{g}}$、$\bar{K}_{\mathrm{s}} = (0.35 \sim 0.25)G_0 A$ 以及 $\bar{K}_{\mathrm{a}} = (0.35 \sim 0.25)E_0 A$。对于中、大震设防，使用非线性分析时，混凝土非线性本构关系已经在分析中得到反映。然而，中、大震会使连接板的开裂现象加重，裂缝增多、加长、增宽、间距变小，将导致更多的刚度折减。而且，在非线性分析中（包括非线性损伤分析），依然仍未计入混凝土的徐变效应。因此，本报告偏安全地推荐仍取刚度折减系数 $R = 0.35 \sim 0.25$，以充分实现混凝土连接板和钢连接桁架之间的内力重分布。

8. 本报告给出的算例表明，重力荷载也许对弱刚性连接连体结构的连接体设计起到控制作用。结构工程师应对使用极限状态的设计给予充分重视。
9. 根据结构动力学理论，在地震工况控制连接体的设计时，对反应谱法 CQC 组合得到的连接板配筋，使用时程分析法进行安全性验证是必要的。
10. 若按本报告合理折减连接板刚度，适当考虑连接板裂缝间受拉混凝土的刚度，通过精细化分析，将使连接体的用钢材量得到大幅度的改善。
11. 针对当前设计界滥用“零刚度板”的设计手法，本报告对连接板的弹性刚度折减为有效刚度的研究，无论从理论体系上，还是从技术经济指标上，都具有现实的工程意义。
12. 尽管本报告提出的刚度折减概念是针对弱连接板的，但按损伤力学理论，混凝土损伤演化引起弹性模量的劣化以及混凝土受力性能的不对称性，受拉截面纤维开裂的规律是普遍的。因此，本报告给出的启示是，有必要对中国抗震规范按弹性刚度分析钢筋混凝土结构的理论框架展开深入讨论。这将是本报告编制者进一步的研究课题。

参考文献

[1] 扶长生. 抗震工程学—理论与实践[M]. 北京：建筑工程出版社，2013.

[2] 扶长生. 抗震工程学—高层混凝土结构分析与设计[M]. 北京：科学出版社，2020.

[3] CSI. ETABS Users Manual[M]. Berkeley: Computer & Structures, Inc. 1999.

[4] NZS (New Zealand Council of Standards). Structural Design Actions Part 5: Earthquake Action[S] . NZS 1170.5: 2004, 2004.

[5] ASCE(American Society of Civil Engineers). Seismic Evluation and Retrofit of Existing Buildings[S]. ASCE/SEI 41-13, 2013.

[6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑钢筋混凝土结构技术规程：JGJ 3—2010[S]. 北京：中国建筑工程出版社，2010.

[7] 中华人民共和国住房和城乡建设部，中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 混凝土结构设计规范：GB 50010—2010[S]. 北京：中国建筑工程出版社，2010.

[8] 李杰，吴建营，陈建兵. 混凝土随机损伤力学[M]. 科学出版社，2014.

[9] 上海长福工程结构设计事务所，北京筑信达工程咨询有限公司. 混凝土本构关系的机理以及在结构分析中的应用[R]，待发表.

[10] Ghall A, Favre R, Eldbadry M. Concrete structures: stresses and deformation[M], 3rd ed. London: E & FN Spon, 2002.

[11] BSENC (European Committee for Standardization). Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings[S]. BS EN 1992-1-1:2004, 2004.

[12] Task Group for Commentary to EN 1992 Eurocode 2 Commentary[R]. Brussels: European Concrete Platform ASBL,2008.

[13] ACI (American Concrete Institute). Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. ACI 318-08, 2008.

[14] Branson D E. Deformation of Concrete Structure[M]. New York: Mc-Graw Hill, 1977.

[15] NZS (New Zealand Council of Standards). Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures[S]. NZS 3101:2006, 2006.

[16] PEER/TBI. Guidelines for Performance-based Seismic Design of Tall Buildings[R].Version 2.03, PEER Report No. 2017/06, 2017.

[17] CSI. Perform-3D Manual: Components and Elements[M]. Version 4, Berkley: Computer & Structures, Inc., 2006.

[18] 杨飞，董新勇，周沈华，黄余冲. ABAQUS 混凝土损伤因子计算方法及应用研究[J]. 四川建筑，第 37 卷 6 期，第 173 页~176 页，2017.

[19] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系：原理与应用[M]，北京：中国建筑工业出版社，2004.